



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLAN"**

MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

RUAN ALEJO JOSE EMILIO

Asesor: LOPEZ MANJARREZ ALEJANDRO



DICIEMBRE DEL 2004

4



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: José Emilio Buón

Alejo

FECHA: 19 Enero 2004

FIRMA: 

A MARIA DE LOS ANGELES ALEJO E.
DALIA RAMÍREZ SANDOVAL

DEDICATORIA PERSONAL

CONTENIDO	Pag.
INTRODUCCIÓN GENERAL.....	1
CAPITULO I ANTECEDENTES.....	3
I. 1 Breve historia de los gaviones.....	5
I. 2. Tipos de gaviones, usos y aplicaciones.....	7
CAPITULO II PRESIONES DE TIERRAS SOBRE MUROS DE RETENCION.....	26
II. 1 Teoría de Rankine.....	29
II. 1. 1 Teoría de Rankine en suelos friccionantes.....	29
II. 1. 2 Teoría de Rankine en suelos cohesivos.....	36
II. 1. 3 Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción.....	39
II. 2 Teoría de Coulomb.....	41
II. 2. 1 Teoría de Coulomb en suelos friccionantes.....	41
II. 2. 2 Teoría de Coulomb en suelos con cohesión y fricción.....	45
II. 3 Método Semiempírico de Terzagui.....	47
CAPITULO III CÁLCULO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES.....	52
III. 1. Estabilidad de los muros.....	57
III. 1. 1. Deslizamiento.....	57
III. 1. 2. Volteo.....	59
III. 1. 3. Carga sobre el terreno.....	60
III. 1. 4. Verificación en secciones intermedias.....	61
III. 1. 5. Seguridad de falla global.....	63
III. 2. Proceso constructivo.....	82
III. 3. Pruebas de laboratorio y campo.....	85
CAPITULO IV VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES.....	110
IV. 1. Ventajas y desventajas que ofrecen las estructuras de gaviones.....	111
IV. 1. 1. Flexibilidades.....	112
IV. 1. 2. Permeabilidad.....	113
IV. 1. 3. Durabilidad.....	114
IV. 1. 4. Resistencia.....	115
IV. 2. Ventajas y desventajas que ofrece el proceso constructivo de gaviones.....	117
IV. 3. Adaptación al medio ambiente.....	118
CONCLUSIONES.....	124
BIBIOGRAFIA.....	126



INTRODUCCIÓN GENERAL.

La humanidad durante su desarrollo y expansión territorial se ha encontrado con muchos problemas con respecto al suelo, debido a su orografía que dificulta, o pone en riesgo la ocupación de espacios para diversos fines, como lugares planos horizontales para parques, estacionamientos, casas, carreteras, etc., o simplemente para la retención de taludes o cortes que puedan fallar. Por lo que, el hombre se ha visto en la necesidad de recurrir a los muros de retención, que como su nombre lo dice retiene material de relleno, es por eso que ha utilizado diversos materiales, métodos de diseño y procesos constructivos, como pudieran ser los muros de gravedad que con su propio peso y geometría retienen el material, entre ellos se encuentran de mampostería que se clasifican entre las estructuras rígidas al igual que los muros realizados de concreto armado entre los más usuales, los muros de retención a base de gaviones son estructuras que trabajan con su propio peso, lo cual los clasifica entre los muros de gravedad, debido a que una caja de malla rellena de pequeñas rocas, y a su vez estas cajas en conjunto trabajan monolíticamente como grandes bloques como sea necesario.

El propósito primordial este trabajo de tesis, es el de presentar una alternativa viable para el diseño y construcción de muros de retención, ya que esta alternativa que lleva más de 120 años, ejecutándose en sus muchos, muy diversos y variados usos y aplicaciones ha evolucionado con las necesidades de los tiempos, al igual que los requerimientos civiles y militares, por lo que será para el ingeniero una herramienta para tener, más opciones y dependiendo de las exigencias, elegir la mejor alternativa para cada caso, por lo que se muestra en el cuerpo de esta tesis los factores más importantes y relevantes para ser tomados en el análisis de cálculo y su respectivo proceso constructivo, para que esta alternativa viable cumpla con las más estrictas condiciones de trabajo, también se hará mención de pruebas importantes que se han realizado a través de los años a esta alternativa, por lo que es relevante hacer hincapié en sus ventajas ante otras opciones de muros de retención rígidos o semi-rígidos, al igual que tienen sus desventajas este tipo de estructuras con lo cual el ingeniero tendrá las herramientas para disminuirlas, prevenirlas o controlarlas dependiendo los requerimientos.

Se mencionan las teorías más usadas para el cálculo de las presiones sobre muros de retención, las cuales también son empleadas por los programas de computadora, para diseñar muros de retención a base de gaviones, los cuales como ya se hizo referencia trabajan como muros de gravedad.

Dentro del trabajo realizado, se encontrará capitulado en un orden, donde al principio se definen conceptos y se adentran en los referente a la alternativa del gavión, para conocer más de sus alcances y logros hasta estos tiempos, posteriormente se concierne a teorías que son usadas para conocer las presiones y empujes que recibirá la estructura, y dependiendo del criterio del ingeniero será la que elija para este fin, ya teniendo esta base



se procederá a realizar el cálculo del muro de gravedad en sí, sometiéndolo a revisión de las condiciones de seguridad y concluyendo con los factores de ventajas de esta estructura y para realizar un análisis completo también se comenta sus desventajas y como se pueden prever.

Se reitera que entre los objetivos de este trabajo, se encuentra, simplificar al lector la captación de la idea de los muros de retención a base de gaviones, tanto para estudiantes o pasantes de ingeniería civil, como también de ingenieros que llegaran a desconocer algunas características de las que se comenta en este trabajo, por lo que se acompaña de imágenes referentes al tema indicado.



CAPITULO I

ANTECEDENTES



CAPITULO I ANTECEDENTES

INTRODUCCIÓN

Desde el principio de la humanidad el hombre ha buscado las mejores condiciones para construir sus poblaciones y que estas estén mejor comunicadas, por esto es muy común que gran parte de los núcleos de población se encuentren ubicados en los márgenes de los ríos, los cuales aportan el agua para satisfacer sus necesidades domésticas, agrícolas, industriales, etc.

Los ríos como todos los recursos naturales, requieren mantenimiento y cuidados para evitar que con el tiempo causen dificultades. Un problema frecuente es que los ríos en su períodos alternos de estiaje y crecientes, provocan el azolvamiento del lecho, principalmente en las curvas, reduciendo con esto su área hidráulica, lo cual origina que al presentarse una nueva creciente, erosione las márgenes o se desborden.

En el transcurso del tiempo, la erosión transforma de manera lenta y continua la corteza terrestre. Este proceso es el resultado de la acción combinada de diversos factores, principalmente: el agua, el viento, y la temperatura. La rapidez con la que se efectúa este fenómeno depende de las características geológicas y climáticas de cada región y, en casos particulares, de la alteración del medio causada por el hombre.

La presencia de cárcavas en un terreno indica un grado avanzado de erosión, ya que, por lo general, éstas se inician después de que una gran parte del suelo superficial ha sido arrastrado a causa de una fuerte erosión laminar lo cual posteriormente puede llegar a causar un problema y un riesgo para las poblaciones cercanas o en contacto con este lugar.

Al ir evolucionando, el hombre ha mejorado sus condiciones y necesidades de vida, lo cual, esto implica tener mejores obras para un mejor comercio y comunicación entre poblaciones.

Uno de los problemas más graves en la actualidad es el de las carreteras y autopistas, que cruzan por zonas montañosas donde la estabilidad de los cortes, terraplenes y/o puentes es primordial, por lo que se recurre frecuentemente a muros de retención para lograr este fin, los gaviones ofrecen una muy buena alternativa para la solución de estas condiciones por su bajo costo y su fácil transportación y colocación, en lugares alejados de poblaciones.

Los gaviones a través del paso del tiempo se han ido adaptando a las condiciones y exigencias de las obras, a tal grado de que existen en la actualidad una gran variedad de gaviones así como de sus aplicaciones.

Es por eso, que en esta tesis se da una alternativa para la solución de estos problemas de estabilidad entre distintos niveles de suelos, por medio de muros de retención.



I. 1 BREVE HISTORIA DEL GAVION

El gavión basa su visión del futuro en una historia fuerte y sólida que data de hace varios siglos.

Desde el siglo XVI, los ingenieros utilizaban en Europa unas cestas de mimbre rellenas de tierra denominadas por sus inventores italianos como GABBIONI que significa “JAULAS GRANDES”, las cuales eran empleadas para el fortalecimiento de las bases e instalaciones militares en esa época y reforzar los márgenes de los cauces de los ríos que frecuentemente se desbordaban en el período de crecientes que llegaban a causar grandes desastres a las poblaciones con las inundaciones o erosiones.



La fotografía muestra el primer trabajo grande que se llevó a cabo con el gavión de la marca Maccaferri en 1894. La fotografía histórica se tomó en el sitio de trabajo en Casalecchio (BO) a lo largo del Río Reno en Italia.

Con los mismos principios que fueron utilizados en sus inicios, de formar con estas cestas de mimbre rellenas de tierra una masa de mayor dimensión, para que varias de estas cestas rellenas trabajaran como un bloque macizo y así pudiera retener y resistir más, se siguen utilizando en la actualidad, estos mismos principios que con el paso del tiempo, y conscientes de los siglos de experiencia se han ido sumando nuevas mejoras como la sustitución de las cestas de mimbre por los gaviones que son cajas de forma prismática regular, fabricados con malla metálica de triple torsión, de alambre galvanizado clase III, cuya malla y alambre ha ido evolucionando para poseer hoy en la actualidad normas; al igual que la cesta el relleno fue mejorado sustituyendo la tierra por piedra que unidas entre sí con fuertes ligaduras de alambre forman obras de drenaje y retención de suelos, ya que



las rocas pueden acomodarse de tal manera que la superficie de esta aumenta la fricción entre las rocas realizando un bloque más resistente pero flexible (las primeras aplicaciones exitosas de los gaviones con mallas y rellenas de rocas fechan atrás a 1894).

Es importante resaltar que las metas principales siempre se han cumplido con las expectativas que esto ha acarreado adecuándose al cambio de los tiempos y necesidades; uno de los mas recientes son los trabajos y la adaptación al entorno sin provocar problemas al ecosistema. Demostrando por ser más eficaz y duradero, capaz de mezclarse con los ambientes y causando menos daños que los trabajos de concretos o mampostería, permitiendo que la naturaleza así pueda ocultar cualquier señal de la presencia de la obra realizada con gaviones. Las investigaciones que se han desarrollado, muestran que estos productos son una base útil aplicando la tecnología ingenieril natural. Las nuevas soluciones técnicas y las aplicaciones más eficaces basadas en la investigación y trabajos del ensayo llevados a cabo dentro de varias compañías y con la cooperación constante entre los Institutos Científicos Internacionales y Universidades entre los cuales se encuentra el Instituto de Ingeniería de la UNAM, demostraron que estos productos son convenientes para el uso en todas las esquinas del mundo.



En la fotografía se muestra una protección bancaria que se llevó a cabo acudiendo a técnicas de la ingeniería natural que usa el gavión cilíndrico, la fibra de coco rueda y cortes de árbol de sauce. El sitio de trabajo fue a lo largo del Río Severn a Shrewsbury en el REINO UNIDO.

El Sistema de Terramesh, también conocido como tierra armada, fue otro de los avances de los gaviones y la primera estructura documentada que se tiene conocimiento, presenta una combinación de gaviones y terreno armado que fue construida en Sabah en Malasia en 1979. Un revestimiento de gaviones fue incorporado a un material de tierra por medio de tiras de coco. La estructura de 14 m de altura soporta un estrecho camino que comunica a las poblaciones de Kota Kinabalu a Sinsura en la India. Debido al buen comportamiento, esta solución fue utilizada posteriormente tres años después en otras contenciones de caminos.

Cuando el objetivo principal es el de garantizar un refuerzo continuo sobre un plano horizontal, se considera oportuna la utilización de mallas de doble torsión en sustitución de



amarres de tiras de coco. De esta manera se obtiene armaduras longitudinales, continuas y se alcanza a inmovilizar la malla con el relleno, y se mejoran las propiedades mecánicas de trabamiento entre las partículas del material de tierra. Esto se debe a la abertura de la malla hexagonal, que no permite que ocurra el deslizamiento, por lo que aumenta su resistencia solamente por aprensamiento del terreno sobre la malla, por lo que la compactación de el relleno se vuelve un factor trascendente.

I. 2 TIPOS DE GAVIONES, USOS Y APLICACIONES

GAVIONES. Los gaviones son elementos paralelepípedos modulares, es decir, cajas de forma prismática regular, fabricadas con malla metálica de triple torsión, de alambre galvanizado clase III, reforzadas fuertemente en los bordes con alambre mas grueso y divididas en celdas mediante diafragmas, que rellenos con piedra y unidos entre si con fuertes ligaduras de alambre forman obras de drenaje y contención de suelos, permitiendo una adecuada respuesta a múltiples necesidades de la ingeniería civil.



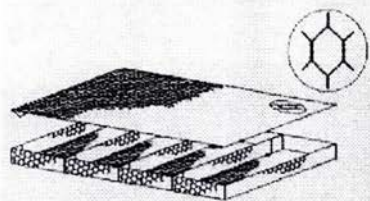
GAVIONES SACOS. Son elementos de forma cilíndrica, que son confeccionados con el mismo tipo de malla y alambre que el gavión caja, a través de los bordes libres se insertan en las mallas un alambre mas grueso para reforzar las extremidades y permitir el ensamblaje del elemento.





COLCHONETA. Se les llama colchonetas a los gaviones que tienen una altura inferior a los 30 centímetros, este producto se utiliza para construir plantillas en cauces de ríos principalmente.

Colchón Reno



MALLA DE ALTA RESISTENCIA. En la malla de triple torsión de alambre galvanizado clase III, la rotura accidental del alambre queda limitada entre dos torsiones.

Los gaviones caja son elementos en forma de prisma rectangular, ideales para la construcción de estructuras de protección, defensa y contención de márgenes. Funcionan por gravedad y su comportamiento técnico-funcional es excelente al permitir la construcción de estructuras monolíticas, flexibles, permeables, resistentes y de larga vida útil. Esta es garantizada por el revestimiento Galfan y recubrimiento adicional plástico.

Los gaviones caja, en malla hexagonal de doble torsión, o enrejado de triple torsión, permiten construir estructuras de gravedad que, no solamente canalizan al agua, sino que actúan como contención de las márgenes. Son fabricados con alambres con revestimiento galvanizado (aleación de zinc, aluminio y tierras raras), sin embargo, debido al contacto constante con el agua, es recomendado usar gaviones producidos con alambres revestidos adicionalmente con material plástico como pudiera ser el PVC.

Otro tipo de gaviones son aquellas estructuras en formas de cajas rectangulares, hechas con malla de alambre galvanizado eléctricamente soldada en todas sus intersecciones (gaviones electrosoldados), este tipo de estructuras está diseñada para que trabaje igual que los gaviones hechos con malla de doble o triple torsión.

Los gaviones realizados con malla de triple torsión son los más recurridos en el mercado en la actualidad, por lo que esta tesis se enfocará a este tipo de gavión y sus derivados de triple torsión.

Los gaviones saco, en malla hexagonal de doble torsión, debido al formato cilíndrico y método de construcción, son una solución fundamental ya que permiten trabajar en presencia de agua o cuando la obra deba ser construida sobre suelo de baja capacidad de soporte.

Los colchones, en malla hexagonal de doble torsión, son usados en el revestimiento del cauce. Esta solución permite la construcción directamente sobre el terreno perfilado, aún en presencia de agua.





Los colchones son también utilizados para la protección del pie de los muros laterales, formando una plataforma, evitando de este modo la necesidad de profundizar la cimentación. La plataforma, debido a su flexibilidad, absorbe la erosión evitando que esta alcance el muro y socave la cimentación. Cuando la cantidad de material de arrastre sea importante, es aconsejable proteger las caras expuestas, para evitar la abrasión de los alambres. La protección puede ser conseguida con concreto lanzado, con pequeños troncos, pedazos de neumáticos, etc..

Cuando es necesario recomponer o construir un terraplén en la margen, la solución indicada, para contenerlo es el sistema Terramesh. Este sistema esta compuesto por elementos producidos a partir de un único paño de red en malla hexagonal de doble torsión, que forma el paramento y el elemento de refuerzo. Los elementos del sistema Terramesh, por ser estructurales, son fabricados con alambres con revestimiento galvanizado y protección adicional en material plástico. Esta solución presenta características de flexibilidad, permeabilidad, monoliticidad y gran economía.

En los casos en que se desee que la orilla sea revestida con vegetación natural y se integre completamente con el ambiente, puede ser usada el Terramesh verde, una solución técnicamente parecida a la anterior, con la única diferencia que no necesita el uso de piedras. La parte interna del paramento frontal de este sistema es formado por una geomanta colocada entre la malla hexagonal de doble torsión y una red electrosoldada. El paramento es a su vez sujetado a elementos triangulares de hierro, garantizando así un talud prolijo y correctamente inclinado. El Terramesh verde es por esto el único sistema de tierra reforzada que no requiere encofrados. El paramento debe ser necesariamente inclinado para permitir el crecimiento de la vegetación las soluciones en gaviones caja o en sistema Terramesh, oportunamente calculados, sirven también como apoyo de puentes Esta aplicación es siempre más usada debido a su bajo costo, rapidez de construcción e inmediato funcionamiento. Una solución muy interesante para resolver el problema de las inundaciones, es el Flexmac., ideal para sustituir los tradicionales sacos llenados de arena. Es producido en malla hexagonal de doble torsión, reforzada con alambres verticales y revestido internamente con geotextil, permite construir diques provisionales en tiempo mucho menor. Un dique en sacos de arena, que es realizado por 10 hombres en 8 horas, puede ser construido con Flexmac, usando para el relleno cualquier tipo de suelo, en tan solo 25 minutos por dos hombres y una pala cargadora. Otra característica importante es que el Flexmac puede ser reaprovechado varias veces.





Por ser estructuras muy maleables sus aplicaciones son muy diversas entre las cuales se encuentran:

- Muros de retención:
 - Obras de defensa en :
Carreteras, vías ferreas, puentes, etc.

- Control de ríos:
 - Encauzamiento de ríos.
 - Protección de márgenes.
 - Recubrimientos de canales.
 - Corrección de corrientes.
 - Espigones.

- Conservación de suelos:
 - Presas de contención de azolves.
 - Presas derivadoras.
 - Presas filtrantes.
 - Recuperación de terrenos.

- Protección y estabilización de cortes.

Control de la erosión fluvial - obras de derivación

Las estructuras en gaviones ofrecen muchas veces la mejor solución técnica y económica para la corrección y la sistematización de ríos, y para obras de toma. En la sistematización de ríos pueden ser utilizadas para el control de la erosión, tanto en protecciones longitudinales de márgenes, como en obras transversales tales como espigones y diques. En obras de derivación pueden ser utilizadas en pequeñas presas para irrigación o abastecimiento y consumo industrial, así como en obras auxiliares como revestimiento de vertederos, protección de obras de toma, ataguías, etc.

Por obra fluvial se entiende toda aquella estructura, construida dentro del cauce de un río, cuya finalidad sea encauzar, corregir o controlar el curso natural del agua. Las finalidades de este tipo de obra son:

- Proteger las márgenes contra erosión;
- Recuperar terrenos ribereños;
- Controlar el transporte de sólidos;
- Almacenar o derivar agua;
- Laminar las crecidas, etc.



Siendo que el río es un organismo vivo y natural, es indispensable que cualquier tipo de intervención tenga bajo impacto ambiental y se integre rápida y eficientemente, con el medio circundante.

Con más de 120 años de uso con este tipo de gaviones de mallas, en el control de la erosión y protección ambiental, se plantea para obras fluviales soluciones ambientalmente correctas y estructuralmente eficientes. Las soluciones son constantemente verificadas y actualizadas tecnológicamente con ensayos realizados en laboratorios. Estos ensayos permiten también desarrollar nuevas teorías y programas de cálculo para facilitar y optimizar la utilización de estas soluciones.

Las obras fluviales pueden ser diferenciadas básicamente en dos tipos: defensas ribereñas y obras transversales.

Las defensas ribereñas, a su vez, se dividen en dos sub-tipos, obras longitudinales y obras deflectoras. Las obras longitudinales son generalmente usadas:

- Para delimitar el cauce y aprovechar los terrenos en las márgenes;
- Para proteger las orillas contra erosiones o inundaciones;
- Para recuperar terrenos ribereños;
- y en obras de toma.

Dependiendo de la situación local y de su finalidad, pueden ser diversificadas en estructura gruesa y estructura delgada. La primera protege la orilla contra la erosión y actúa como contención, confiriendo estabilidad al talud natural. La segunda es usada para revestir la orilla, natural o artificial, ya estable, oportunamente perfilada, protegiéndola contra la erosión.

Las obras longitudinales deben interferir lo menos posible con el medio ambiente e integrarse fácilmente al mismo. Las soluciones recomendadas, como los gaviones caja, gaviones saco, colchones, sistema Terramesh o Terramesh verde y geomantas, se adecuan perfectamente a las necesidades técnicas, constructivas y económicas de este tipo de obras.

Al existir la necesidad de dirigir ó centralizar el flujo de la corriente para recuperar las márgenes de la erosión, se recurre a estructuras deflectoras, denominadas espigones.

Como en el caso anterior, las características principales de estas obras son la facilidad y rapidez de construcción, la posibilidad de construcción en presencia de agua y la flexibilidad. Las soluciones recomendadas, como los gaviones caja, gaviones saco y colchones suministra a las anteriores cualidades un excelente relación costo/beneficio, las estructuras en gaviones son una excelente solución para la construcción de espigones.

Se recurre a obras transversales, como diques y soleras, con la finalidad de:

- Fijar o modificar la pendiente del río;
- Controlar el transporte de sólidos;



- Almacenar agua o laminar las crecidas;
- Construir obras de toma.

Estas obras, por su propia naturaleza funcional, adicionalmente deben ser mecánicamente resistentes y, en los casos de sistematizaciones, permitir la utilización de materiales que puedan ser fácilmente transportados o disponibles a pequeña distancia. Las soluciones recomendadas, en este caso gaviones caja, gaviones saco y colchones, se adaptan perfectamente a estas necesidades, permitiendo además la construcción por etapas, frecuentemente necesario en estos tipos de intervenciones.



Obras de canalización

Las canalizaciones con gaviones forman protecciones monolíticas extremadamente flexibles, las cuales pueden resistir la erosión del agua y drenar el terreno de las aguas de filtración, eliminando así la presión hidrostática. A menudo una protección del pie del muro con un revestimiento en colchones evita costosas cimentaciones y absorbe eventuales erosiones del fondo. Los revestimientos de canales y ríos en colchones sustituyen con eficacia y economía al tradicional enrocado (rip-rap). Permiten una sensible reducción del espesor respecto a éste y usar piedras de menor tamaño.

El Rip-Rap puede ser usado para relleno, nivelación, recomposición de laderas y control de procesos corrosivos. La protección de Rip Rap es compuesta por sacos de rafia llenos de suelo-cemento.

Sin embargo, la superficie de estos sacos debe ser protegida contra la acción de los rayos ultravioleta y para reducir el impacto visual negativo, se debe, siempre que sea posible, proceder al revestimiento vegetal.

El proceso llamado Suelo Recubierto tiene el suelo envuelto con geotextiles que también necesitan de protección contra la acción de los rayos ultravioleta.

Los tejidos biodegradables con alta densidad son utilizados en estas áreas, en cualquier inclinación, pudiendo necesitar de refuerzo dependiendo de la inclinación de la pendiente.



El revestimiento resultante, a diferencia del rip-rap, es una estructura continua, homogénea, de menor rugosidad, que requiere poco o ningún mantenimiento y que suma a la solidez de la piedra la resistencia de la malla.

Por canalización se entiende el acto o hecho de encauzar, por medio de obras artificiales, el cauce natural de un curso de agua. Las finalidades de una canalización pueden ser múltiples: delimitar el cauce, proteger las márgenes contra erosiones o inundaciones, recuperar terrenos, aumentar el tirante, etc. En todos los casos, las obras de canalización, interviniendo en un organismo vivo y natural, como es un río, deben poder integrarse lo mejor posible con el medio ambiente.

Las canalizaciones pueden ser diferenciadas básicamente en dos tipos: con sección rectangular y con sección trapezoidal. La sección rectangular es la más usada en los centros urbanos donde, por motivos económicos, es privilegiada la recuperación de terrenos para permitir la construcción de avenidas a lo largo de las orillas o, en menor escala, salvaguardar edificios construidos en las proximidades. Este tipo es el más difícil de ser integrado al ambiente. Las soluciones recomendadas para este caso son: gaviones, sistema Terramesh y Terramesh verde para los muros laterales, gaviones y colchones para el revestimiento del fondo.

La sección trapezoidal, por lo contrario, es la más usada en las periferias de las ciudades y áreas rurales donde, el menor costo del terreno, permite construir obras que reproduzcan el perfil de una margen natural. Aquí, la obra actúa solamente como revestimiento del cauce perfilado. En este caso es posible recrear condiciones casi idénticas a las naturales. Las soluciones recomendadas en el revestimiento del las márgenes y del fondo son: gaviones, colchones y geomantas.

Al actuar como protección de márgenes y como revestimiento parcial o total del fondo de los cauces, los colchones, pueden ser usados para favorecer la rápida recuperación de la vegetación, integrando la canalización al medio ambiente. Son también utilizados en la construcción de revestimientos económicos de diques longitudinales artificiales en los cuales, debido a su flexibilidad, permiten la formación de plataformas de deformación con capacidad de absorber pronunciadas erosiones de fondo. En el caso de ríos navegables, los revestimientos en colchones protegen contra las erosiones provocadas por la velocidad de la corriente y por el impacto de las olas producidas por las embarcaciones.

En los canales de conducción, los colchones actúan como protección del elemento impermeabilizante (en general son geomembranas colocadas entre dos geotextiles no tejidos) minimizando, debido a su peso, los efectos de la sub-presión. En cursos de agua de baja velocidad, se recurre al revestimiento con MacMat, que representa una efectiva protección contra la erosión de las márgenes y no interfiere con el intercambio entre la napa freática y el río, permitiendo el rápido crecimiento de la vegetación natural. Es una geomanta tridimensional fabricada con filamentos gruesos de poliamida (nylon) y ofrece un adecuado anclaje a las raíces durante el crecimiento de la vegetación. En situaciones que requieren un revestimiento con mayor resistencia, se recurre al MacMat-R, solución formada por un MacMat y una red en malla hexagonal de doble torsión, sumando así a las



características de la geomanta la resistencia mecánica de la red. El Biomat, biomanta fabricada con materiales biodegradables como la fibra de coco, tiene la misma función del MacMat, o sea la protección contra la erosión superficial. Es recomendado especialmente en la parte seca de las orillas. Por ser producido con material biodegradable, ofrece una solución de bajísimo impacto ambiental. En general, después de instalado, se recomienda el hidrosebrado. El anclaje al terreno de las geomantas y biomantas es realizado con estacas.

Para obtener un revestimiento de rugosidad reducida, para mejorar el flujo del agua y facilitar la limpieza en los canales de saneamiento básico, es posible revestir con mortero la superficie de los colchones y de los gaviones, obteniendo así un revestimiento semirígido altamente eficiente.





Defensa a la erosión por oleaje

Los revestimientos en colchones y gaviones ofrecen una segura y confiable protección contra la erosión provocada por el oleaje.

Como en el caso anterior permiten sensibles reducciones del tamaño de las piedras y del espesor del revestimiento en comparación al tradicional revestimiento en material suelto. Son principalmente usados como protección del paramento aguas arriba de las presas en material suelto, playas y orillas de canales o ríos navegables.



Espigones

Son usados para proteger y recuperar orillas erosionadas. los espigones desvían el flujo principal de la corriente del curso de agua centralizándolo, evitando que la fuerza del agua alcance las márgenes. En general son utilizados en conjunto, para crear entre ellos zonas de remanso y consecuentemente de sedimentación del material en suspensión, reconstituyendo así la margen erosionada.

Por sus características de permeabilidad, flexibilidad y resistencia mecánica, el gavión es la solución más eficaz para este tipo de intervención. Como anteriormente fue mencionado en el caso de las obras con la presencia de agua no afecta el proceso



constructivo y los eventuales asentamientos pueden ser evitados a través de plataformas de deformación en colchones.

La forma y la geometría de los espigones es definida en función de las características hidráulicas del río y de la finalidad de la intervención. Siendo que este tipo de obra modifica el régimen del curso de agua, la intervención es realizada por etapas, hasta alcanzar el nuevo equilibrio deseado.

Los gaviones se adecuan perfectamente a esta necesidad al permitir alteraciones y/o ampliaciones de las estructuras iniciales, siendo suficiente para esto agregar nuevos elementos.



Diques

Los gaviones caja representan una alternativa de excelente resultado técnico y funcional en la construcción de diques. En la sistematización de las cuencas y en el control del transporte del material de arrastre, ofrecen la ventaja de ser altamente permeables y permitir la ampliación de la estructura en etapas. También en estos casos, la piedra para el llenado de los gaviones está disponible en el propio cauce del río, lo cual se transforma en un relevante factor económico.

Para evitar que el material arrastrado pueda, por efecto de la abrasión, afectar los gaviones del vertedero, los mismos deben ser protegidos con hormigón o con otros materiales

Cuando es necesario almacenar el agua, por ejemplo para derivarla o controlar las crecidas, los diques de gaviones pueden ser fácilmente impermeabilizados y acoplados a estructuras de hormigón para la instalación de compuertas, permitiendo así el control del flujo del agua y el nivel en la represa.

Gaviones y geosintéticos también son muy utilizados en estructuras complementarias de obras transversales como: protección del paramento aguas arriba de las presas en tierra, ataguías, disipadores de energía, vertederos fusibles, etc.



Los gaviones caja y saco son también muy usados en la construcción de soleras para fijar el nivel del fondo del cauce en el caso de erosiones regresivas que puedan amenazar estructuras.



Marinas y obras marítimas

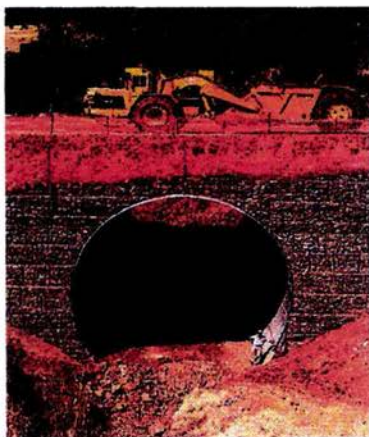
La atractiva apariencia natural de las obras en gaviones y colchones combina con cualquier lugar y paisaje, permitiendo la construcción de marinas y otras instalaciones complementarias para deportes náuticos. Los gaviones pueden absorber la acción de las olas, facilitando su uso la creación de espejos de aguas tranquilas. Pueden ser usados en nuevos proyectos o como complemento junto con otros tipos de estructuras ya existentes. Pueden ser usados tanto en pequeños como en grandes proyectos de obras existentes y rompeolas. El revestimiento en PVC garantiza la integridad de las estructuras al aislar al alambre de las aguas salobres o contaminadas que lo pueden atacar.





Protección de puentes y alcantarillas

Los gaviones y colchones son usados para la ejecución de alas y estribos de puentes y para la protección de los mismos, aún los construidos con otros materiales, tanto en carreteras como en áreas urbanas o rurales. Proporcionan también una efectiva protección para las alcantarillas de carreteras y ferrocarriles. La rugosidad y flexibilidad de la estructura le permite disipar la fuerza del flujo de agua y proteger la salida de la alcantarilla contra la erosión.



Estructuras de contención

Las estructuras de retención a base de gaviones combinan eficazmente las funciones de sostenimiento y de drenaje. Son de rápida construcción y permeables, por ser armadas son estructuras flexibles, que toleran asentamientos considerables sin fracturas. Las excavaciones para las cimentaciones llegan a ser, costosas y muchas veces peligrosas, en los muros de retención rígidos, en el caso de los muros a bases de gaviones son innecesarias, siendo suficiente en general la regularización del terreno, lo cual su proceso constructivo abate tiempo y costo, tiene la característica estos muros de poderse a funcionar inmediatamente ventaja contra los muros de concreto.





Protección contra la caída de piedras

La red es usada muchas veces para prevenir que piedras y fragmentos caigan en carreteras, ferrocarriles o centros habitados. Esta solución puede también ayudar a fijar y favorecer el enraizamiento de la vegetación sobre el talud. La red contra la caída de piedras tiene las mismas características de aquella usada para los gaviones y colchones. Gracias a la doble torsión de la malla, la red puede soportar la sollicitación causada por el desprendimiento accidental de las piedras y tiene la propiedad de no destejarse aún en caso de que se rompa alguno de sus alambres.



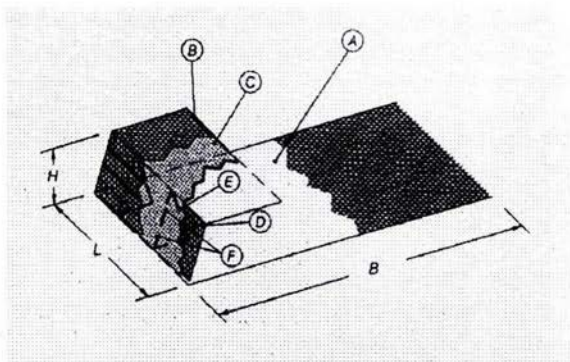
Elemento Terramesh

La experiencia adquirida y la necesidad de garantizar un comportamiento ideal de las estructuras terminadas, simplificando las fases de colocación en obra, permitieron la realización de un producto, en malla metálica hexagonal de doble torsión (con galvanizado pesado y revestido en PVC), específico para esta aplicación.

El elemento Terramesh permite la realización del paramento externo y la armadura de refuerzo en forma continua. Los tipos de elementos propuestos se diferencian entre sí por la presencia de un paramento externo constituido de una estructura en gaviones (elemento Terramesh) o por un paramento externo compuesto por el terreno natural compactado y protegido por la malla del elemento Terramesh asociado a un geosintético (elemento Terramesh Verde). El elemento Terramesh Verde puede ser del "tipo TIERRA", utilizado en obras de contención de taludes, o del "tipo AGUA" que se diferencia del anterior debido al tipo de geosintético (en general una geored tridimensional) y puede ser utilizado como obra de defensa de márgenes en cursos de agua.



Las posibles aplicaciones y las principales fases de colocación en obra son indicadas a continuación para ambas soluciones.



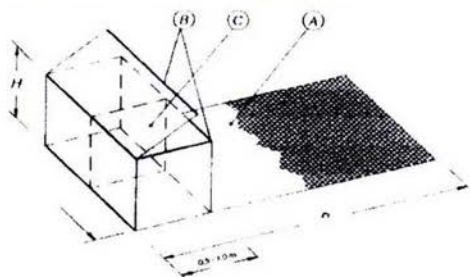
A -Elemento Terramesh en malla hexagonal de doble torsión tipo 8 x 10 fabricada con alambres altamente galvanizados y revestidos con PVC, diámetro interno 2.7 mm y diámetro externo 3.7 mm (patentado).

B -Bordes reforzados con enrollamiento mecánico de la malla alrededor de un alambre altamente galvanizado y revestido con PVC, diámetro interno 3.4 mm y diámetro externo 4.4 mm.

c- Diagrama en malla hexagonal de doble torsión tipo 8x10 fabricada con alambres altamente galvanizados y revestidos con PVC, con diámetro interior de 2.7 mm y un diámetro exterior de 3.7mm

Elemento Terramesh Verde Reforzado

- a- Elemento Terramesh™ Verde reforzado en malla hexagonal de doble torsión tipo 8 x 10 fabricada con alambres fuertemente galvanizados y revestidos con PVC, diámetro interno 2.7 mm y diámetro externo 3.7 mm (patentado).
- b- Bordes reforzados con enrollamiento mecánico de la malla alrededor de un alambre fuertemente galvanizado y revestido con PVC, diámetro interno 3.4 mm y diámetro externo 4.4 mm.
- c- Geosintético biodegradable (fibra de coco o similar) para los elementos tipos TIERRA o geored tridimensional (polipropileno) para los elementos tipo AGUA.
- d- Malla hexagonal de doble torsión tipo 8 x 10 fabricada con alambres altamente galvanizados y revestidos con PVC, diámetro interno 2.7 mm y diámetro externo 3.7 mm.
- e- Refuerzo triangular en acero de diámetro 10 mm.
- f- Puntos para la fijación del refuerzo triangular al elemento en malla hexagonal.



El relleno estructural deberá ser constituido por suelo de buena calidad (granular y bien seleccionado), con ángulo de fricción y permeabilidad elevados, y sobretodo que mantenga sus características a lo largo del tiempo.

La ejecución y la compactación del relleno es efectuada empleando las técnicas, equipamientos y mano de obra tradicionales de acuerdo con las especificaciones locales para construcción de terraplenes.



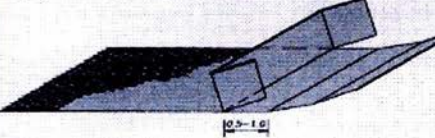

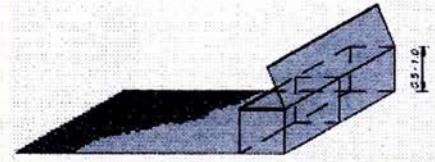
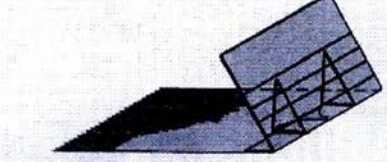
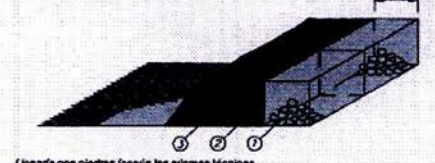
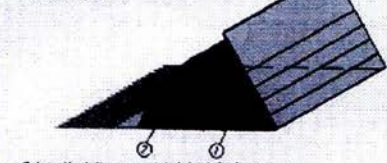
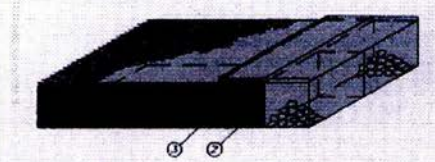

Además de eso, es oportuno evaluar la posibilidad de utilizar, para el relleno, materiales del lugar, eventualmente mezclándolos con otros de mejores cualidades (arenas, gravas, estabilizantes químicos, etc.) siempre que este sea idóneo.

El elemento determinante para la evaluación de la resistencia y del poder de anclaje de la malla es el ángulo de fricción interna del suelo a ser utilizado en el relleno, el cual se aconseja que no sea inferior a los valores mínimos de 28 a 30°.

El material de relleno debe ser volcado y compactado en capas sucesivas con espesores no superiores a 30 cm. La compactación del relleno junto al paramento deberá ser efectuada con auxilio de compactadores manuales (placas vibratorias, etc.), el grado de compactación a alcanzar deberá estar de acuerdo con las normas especificadas para la obra.

Generalmente en la fase de diseño se asume una compactación tal, que determine una densidad mínima para el relleno, próxima a los 1800 kg/m^3 . Una compactación mayor es aconsejable cuando son previstos asentamientos, a lo largo del tiempo, que puedan actuar sobre eventuales estructuras construidas sobre el relleno.

**PRINCIPALES ETAPAS DE LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE**

ELEMENTOS TERRAMESE®	ELEMENTOS TERRAMESE® VERDE
 <p>El elemento confeccionado en la fábrica debe ser abierto en una superficie plana conforme esquemas adjuntos. Los dobleces del panel frontal definen la forma rectangular de la cara externa de la estructura.</p>	 <p>El elemento confeccionado en fábrica debe ser abierto en una superficie plana conforme esquemas adjuntos. Los dobleces del panel frontal definen el formato de la cara externa de la estructura.</p>
 <p>Apertura del elemento a lo largo de los dobleces y levantamiento del panel posterior.</p>	 <p>Posicionamiento del elemento y apertura a lo largo del doblez inferior hasta alcanzar la inclinación pre-determinada para el paramento frontal de la estructura.</p>
 <p>Posicionamiento del diafragma, que esta suelto dentro del elemento, y costura de todas las aristas. Colocación del elemento Terramesh® en su posición definitiva y unión a los elementos adyacentes.</p>	 <p>Colocación del elemento Terramesh® Verde en su posición definitiva y unión a los elementos adyacentes. Posicionamiento del refuerzo retentor de líneas. Posicionamiento del refuerzo triangular y unión con el panel frontal y la base.</p>
 <p>Llenado con piedras (según las mismas técnicas utilizadas para los pavimentos) cerrado y costura de las flejes. Colocación del filtro geotéxtil y colocación de tierra compactada hasta la altura del elemento (en canchales no superiores a 20-30 cm).</p>	 <p>Colocación de tierra compactada hasta la altura definida como distancia entre refuerzos, formando el plano inclinado externo de la estructura. Posicionamiento de la parte superior del elemento Terramesh® Verde sobre la superficie del terreno compactado.</p>
 <p>Posicionamiento del elemento Terramesh® sucesivo costura de este al precedente.</p>	 <p>Posicionamiento del elemento Terramesh® Verde sucesivo y costura de este al precedente.</p>
<p>1 - Piedras (diámetro medio 10 a 20 cm) 2 - Geotéxtil 3 - Suelo compactado</p>	<p>1 - Piedras con suelo compactado (para los elementos Terramesh® Verde "tipo AQUA"). Para los elementos Terramesh® Verde "tipo TIERRA" solamente suelo compactado. 2 - Suelo compactado.</p>



Los productos - las Soluciones para el ejército.

Los gaviones facilitan la prevención ante los diluvios, estas soluciones y aplicaciones son igualmente útiles para coterráneo y los ingenieros militares ambos en tiempo de paz y donde diseñando las soluciones se requieren por el tiempo de crisis.



➤ La explosión y protección balística.

La explosión y protección balística es un problema mayor de preocupación cuando se despliegan las tropas en el campo. Los gaviones ofrecen un costo - la solución eficaz a proporcionar protección segura en todas las situaciones y condiciones, con un producto llamado FlexMac se protege contra demolición y la pared de protección balística. El FlexMac 2000 pared es fácil de transportar y desplegar. Pueden escogerse tamaños y el material según los requisitos específicos del cliente.



➤ La Red del camino.

Las fuerzas móviles de hoy y requisitos de logísticas militares poner una tensión adicional en cualquier red del camino. El Camino-malla de derivados de los gaviones y geotextiles de MacTex y rejas de Terramesh ofrecen soluciones como asegurar la durabilidad de la red del camino en todas las condiciones. El Camino-malla y las fibras reforzando son una solución esencial para la reparación rápida y fácil de construcción de la carretera.





➤ La confianza y seguridad

La confianza y seguridad del personal y de las estructuras circundantes son sobre todo de preocupación donde se guardan munición y equipos. La tierra que refuerza los productos, como Terramesh y la gravedad del gavión estructura ofrecen las soluciones viables para ingenieros dónde la tierra propone un desafío.

➤ Las Soluciones cercando

Siempre que se despliegan personal y equipos militares, la seguridad es prioridad. Se fabrican una gran variedad de soluciones de recubrimiento del eslabón de la cadena normal a plástico que cubre el alambre de Doble-torcido, se trabaja en el co-funcionamiento con varias compañías tecnológicas proporcionando las soluciones más optimas.



➤ Las estructuras (Permanente o semi-permanente)

Los gaviones tradicionales ofrecen una solución viable cuando se construyen las cabezas de puente para formar las estructuras permanentes o semi-permanentes. Ofrece una alternativa de la ingeniería para las necesidades.

Los usos pueden dar las soluciones medioambientales mas adecuadas.

✓ El ambiente y agua.

- Ⓢ Las soluciones para el mando de flujo de río.
- Ⓢ Las soluciones para la restauración de la emergencia.
- Ⓢ Las soluciones contra el desertificación.
- Ⓢ Las soluciones para los lagos y mares.

✓ El ambiente y tierra.

- Ⓢ Las soluciones para protección de la tierra.
- Ⓢ Las soluciones contra la corrosión.
- Ⓢ Las soluciones para el camino y terraplén del ferrocarril.
- Ⓢ Las soluciones contra deslave y problemas del desagüe.
- Ⓢ Las soluciones por el caído de rocas teje una malla.



✓ El ambiente y el ajardinado.

- ⊗ Las soluciones para los caminos, ferrocarriles y áreas urbanas.
- ⊗ Las soluciones para la polución del ruido.
- ⊗ Las soluciones para la restauración de la cantera.
- ⊗ Las soluciones para la dirección del basural.

Más el valor llevado a cabo donde el crecimiento de césped es la solución.

La experiencia revela, la necesidad de complementar estas diferentes soluciones para la obtención de la mejor solución, como serían:

- > La bentonítica Geocompuesto BentoMac, para la restauración en sitio.
- > Las geomallas, estructuras de gavión y unidades de Terramesh para el apoyo mecánico y refuerzo.
- > Los geotextiles para la filtración de agua.
- > El geocompuestos conteniendo para el desagüe de agua y filtración.
- > El geomembranas sintético para los propósitos de impermeabilización.
- > Las geoceldas para la protección mecánica.
- > Las geomallas y bioestera para la restauración del paisaje.
- > El trabajo de la tierra reforzada llevada a cabo con la geomalla.
- > Protección de las geomembranas con un geosintético en el fondo y con un geocompuesto del desagüe en los bancos de los basural son algunos de sus usos.



CAPITULO II

PRESIONES DE TIERRA SOBRE MUROS DE RETENCION

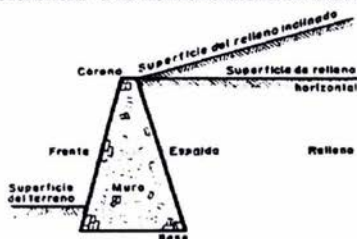


CAPITULO II PRESIONES DE TIERRA SOBRE MUROS DE RETENCION

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se trata, el importante tema de la determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre los muros de retención, que son los encargados de soportarla. Se usan generalmente en la ingeniería dos tipos de elementos de soporte: Los rígidos que normalmente son denominados muros y los flexibles que se les llama tablestacas. Los primeros generalmente se construyen de mampostería, concreto simple o reforzado y gaviones; los segundos suelen ser de acero.

Se les nombra muros de retención, aquellos muros que están diseñados con el objeto de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados, a la tierra que produce el mayor nivel, se le llama relleno y este es un elemento generador de presión. En la siguiente figura se hará referencia a la nomenclatura en muros de retención.



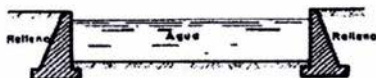
Existen varios tipos de muros de retención a continuación se mostrarán algunos de los más usuales.



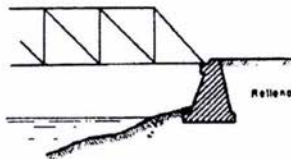
TERRAPLÉN PARA CAMINO O FERROCARRIL.



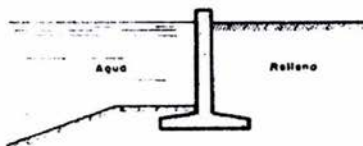
SECCION EN BALCON PARA UN CAMINO O UN FERROCARRIL.



LECHO DE UN CANAL EN CORTE.



ESTRIBO DE RETENCION



MURO DE RETENCION PARA AGUA Y TIERRA.



ALMACENAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES



Coulomb fue quien realizó el primer intento para calcular la presión de tierras sobre elementos de soporte con una metodología científica sobre la hipótesis de que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla es despreciable y que la falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento; interpretando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, con la ecuación.

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

Hasta entonces, las prácticas empíricas, frecuentemente terminaban en fracasos, Coulomb atrajo gran interés de parte de todos los ingenieros, por sus teorías y métodos de cálculo y desde entonces su influencia ha sido relevante en el campo teórico inclusive hasta nuestros tiempos. Se puede decir, que desde la época en que las ideas de Coulomb fueron publicadas las concepciones de los ingenieros sobre los fenómenos de presión de tierra no sufrieron variación apreciable, hasta apenas el siglo pasado en que los avances generales de la mecánica de suelos introdujeron nuevas ideas en este campo específico. Es una realidad que las ideas Coulomb, atractivas teóricamente, no conducen en la práctica ingenieril a técnicas que aventajaron a sus predecesoras, ya que entre teoría y realidad se marco una clara divergencia.

Basándose esta separación en una cuestión de interpretación de las teorías a la luz de la práctica; en efecto, durante años se aplicaron las ideas de Coulomb sobre la base de que el valor del ángulo ϕ era en cualquier caso y material, el ángulo de reposo del suelo.

Rankine posiblemente fue el más importante responsable de la larga carrera del concepto del ángulo de reposo, aunque Collin y Darwin demostraron experimentalmente que, por lo menos en algunos casos, el ángulo de fricción interna de un suelo podría diferir tremendamente del de reposo, el uso de este ángulo en la ecuación de resistencia continuo por largo tiempo, debido a la autoridad de Rankine en ese tiempo.

De investigaciones posteriores se puso de manifiesto la falsedad relativa al concepto del ángulo de reposo. En arenas colocadas al volteo, el ángulo de reposo pudiera coincidir más o menos con el ángulo ϕ correspondiente al estado suelto, pero diferirá seriamente del ϕ de una arena compactada; en arcilla, un criterio erróneo pudiera llevar a decir, a la vista un pequeño de corte casi vertical en equilibrio, que ϕ , interpretado como un ángulo de reposo, tuviera valores cercanos a los 90° obviamente, lo cual, conducirá a resultados absolutamente erróneo en cualquier aplicación práctica en que la resistencia de la arcilla se interprete a partir de dicho dato. Con la interpretación actual, en lo referente a los parámetros de resistencia, muchas de las teorías de presión de tierra clásicas permanecen hoy en la aplicación de la mecánica de suelos a los problemas prácticos. Es por eso, que es frecuente observar en la actualidad estructuras de soporte que han sido diseñadas a partir de las teorías de Rankine (como las de Maccaferri, empresa líder en la fabricación de gaviones) y Coulomb (como el Instituto de Ingeniería de la UNAM para gaviones LEMAC, importante fabricante de gaviones). Tales, teorías, distan de ser óptimas y están afectadas de hipótesis que están lejos de representar un ideal de perfección , con la

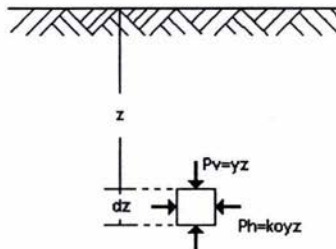


realidad; pero en muchas ocasiones, son las de más fácil aplicación y su manejo en principio, resulta animador para los ingenieros en el sentido de que no se requiere un criterio muy especializado. Aunque en el conocimiento de la mecánica de suelos, el abandono de las teorías de Rankine o de Coulomb y sustituirlas por otras teorías más satisfactorias no se ve muy lejana. A continuación se hará mención de esta dos teorías y una más del Dr. Terzagui.

II. 1. TEORIA DE RANKINE

II. 1.1 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS FRICCIONANTES ESTADOS PLÁSTICOS DE EQUILIBRIO

Supóngase un elemento de suelo de la altura dz , que se encuentra a una profundidad z , en el interior de un semiespacio de suelo en reposo (es decir, sin que exista un desplazamiento a partir de un estado natural, que se entenderá como reposo) sea la frontera del semiespacio horizontal como se muestra en la siguiente figura.



En estas condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$P_v = \gamma z \quad (\text{ec. 2.1})$$

Donde:

γ = Es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio.

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal, p_h , que, basándonos en la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a p_v .

$$P_h = K_0 \gamma z \quad (\text{ec. 2.2})$$

Se le llama coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) a la constante de proporcionalidad entre $P_v = \gamma z$ y P_h , y sus valores han sido obtenidos empíricamente en laboratorio y en el campo, obteniéndose que para suelos granulares sin finos oscila entre 0.4 y 0.8. para arenas sueltas le corresponde $K_0 = 0.4$ y $K_0 = 0.8$ para arenas intensamente apisonadas; una arena natural compactada suele tener un $K_0 = 0.5$.



Se muestra en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos mencionado para el elemento ya descrito.

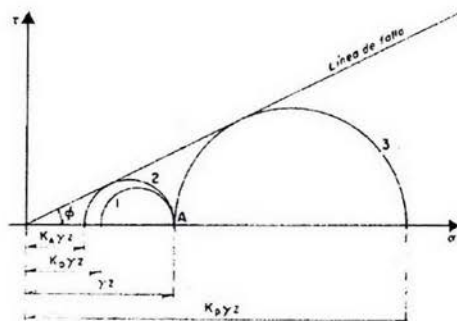


Fig. 2.4 Estados plásticos en el diagrama de Mohr (suelos friccionantes).

Se obtendrá un círculo I, que evidentemente no es de falla sino es el estado de esfuerzos del suelo en reposo. A partir de estas condiciones de esfuerzos en reposo se puede llegar a la falla de dos maneras de interés práctico.

El primero consiste en disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo el esfuerzo vertical constante, obtenemos así el círculo II de falla, con un esfuerzo principal menor $\sigma_3 = K_A \gamma z$, donde K_A se le denomina coeficiente de presión activa de tierras, nótese que este esfuerzo σ_3 corresponde en este círculo a la presión horizontal, pues por hipótesis, el esfuerzo principal mayor es γz o presión vertical debido al peso del suelo sobreyacente sobre el elemento.

La otra opción para llevar a la falla al elemento en estudio consistirá en tomar el esfuerzo γz como el principal menor, incrementando por consiguiente ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_p \gamma z$, tal que el círculo resultante sea la tangente a la línea de falla. El valor K_p recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras.

Estas dos opciones son las únicas de interés práctico para llegar a estados de falla a partir del reposo, puesto que respetan el valor γz de la presión vertical que es una condición natural del problema, por lo menos es un primer análisis simplificado.

De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo está en estado plástico cuando se encuentre en estado de falla incipiente generalizado. Siguiendo lo anterior, caben dos estados plásticos generalizados cuando el esfuerzo horizontal alcance el valor mínimo $K_A \gamma z$, y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo $K_p \gamma z$, a los cuales se le denominan estado activo y estado pasivo respectivamente. En el estado activo, evidentemente se tiene



$$\frac{Ph}{Pv} = \frac{1}{N\phi} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad (\text{ec. 2.2. a})$$

entonces

$$K_a = \frac{1}{N\phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (\text{ec. 2.3})$$

esta expresión que nos da el valor del coeficiente activo de presión de tierra. Análogamente, en el estado pasivo se entenderá

$$\frac{Ph}{Pv} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N\phi \quad (\text{ec. 2.4})$$

por último, nos queda para el coeficiente pasivo de presión de tierra

$$K_p = N\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (\text{ec. 2.5})$$

Los dos casos de estados plásticos anteriores, tienen correspondencia con la realidad ingenieril. Considerándose un muro cuyo relleno se supone originalmente en reposo, dicho muro se podrá llevar a la falla físicamente de dos maneras. Una por el empuje del relleno, cediendo la estructura hacia el frente, la otra por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

Bajo el empuje del relleno Rankine pensó, que el muro cede y se desplaza, disminuyendo la presión del relleno hasta llegar a los valores abajo del de reposo; esto haría que la masa del suelo desarrolle su capacidad de autosustentación por medio de los esfuerzos cortantes generados. Cuando el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no puede disminuirse aun cuando el muro ceda mas a partir del instante de su separación.

Con tal de proyectar un muro para resistir la presión activa, podrá razonarse, queda garantizada su estabilidad siempre y cuando el muro pudiese ceder lo suficiente como para que se desarrolle, en última instancia, dicha presión activa.

Para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que desarrolle la presión pasiva, se puede razonar analógicamente, en cuyo caso se podrá diseñarse la estructura, contando con la máxima resistencia del suelo. Se puede llegar a determinarse la inclinación de las líneas de fluencia de una masa de suelo sujeto a cualquiera de los dos estados plásticos antes mencionados.

Se observó que en el elemento de suelo sujeto a un esfuerzo principal mayor vertical σ_1 y a uno menor horizontal σ_3 , la línea de fluencia se presenta a un ángulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ respecto a la dirección del esfuerzo principal menor, supuesta válida la hipótesis de falla de Mohr-Coulomb, como se muestra las líneas de fluencia obtenidas, en cada caso, donde la obtención se explica en la parte superior de la siguiente figura.

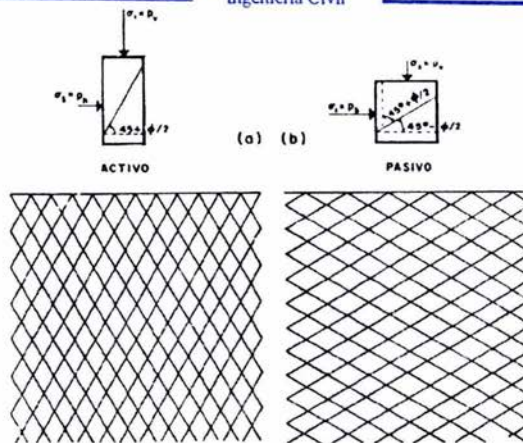


Fig. 2.5 líneas de fluencia en los estados de equilibrio "PLASTICO"

Apréciese que las formulas o ideas expuestas valen solo para el caso en que la superficie del relleno de la tierra sea horizontal y el paramento del muro vertical.

Si las expresiones para las presiones activa y pasiva, dentro de la Teoría de Rankine, obtenidas para una profundidad z , se integran a lo largo de la altura H de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes. El procedimiento implica la suposición de que los estados plásticos respectivos se han desarrollado totalmente en toda la masa del relleno, es decir, que el muro se ha deformado lo necesario. Así, para el estado plástico activo podrá corresponder, con base en la ec. 2.2:

$$Ph = \frac{P_v}{N\phi} = \frac{\gamma z}{N\phi} \quad (\text{ec. 2.6})$$

Expresión que da la presión horizontal actuante sobre el muro profundidad z , para el caso de relleno con superficie horizontal. En un elemento dz del respaldo del muro, a la profundidad z , el empuje

$$dE_A = \frac{1}{N\phi} \gamma z dz$$

Supuesta una dimensión unitaria normal al papel; por lo tanto en la altura H el empuje total será:

$$E_A \frac{\gamma}{N\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (\text{ec. 2.7})$$



La expresión 2.7 da el empuje total activo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical. En la forma análoga, para el estado plástico pasivo, a partir de la 2.4 se llega al valor del empuje pasivo total:

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi\gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p\gamma H^2 \quad (\text{ec. 2.8})$$

Válida también para muro de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal. Para efectos de cálculo de la estabilidad del muro, considerado como un elemento rígido, el volumen de presiones puede considerarse substituido por sendas fuerzas concentradas, cuya magnitud queda E_A y E_p ; dada la distribución lineal que para ambas presiones se tiene en la Teoría de Rankine, se sigue que el punto de aplicación de tales fuerzas está a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base.

Desde luego ambas fuerzas resultan horizontales en el caso hasta aquí tratado.

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, las presiones anteriores para los casos activo y pasivo, permiten por un proceso de integración análogo al arriba efectuado, llegar a las expresiones de los empujes activo y pasivo. Estas expresiones son:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (\text{ec. 2.9})$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (\text{ec. 2.10})$$

En vista de que las distribuciones de presión también son lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un tercio de la altura del muro, a partir de su base.

Nótese que para $\beta=0$ las formulas 2.9 y 2.10 se reducen a las 2.7 y 2.8, respectivamente.

Un caso práctico de interés es el que resulta de considerar la superficie del relleno, supuesta horizontal, sujeta a una sobrecarga uniformemente distribuida, de valor q . Este caso puede analizarse, para el estado plástico activo, como sigue:

Se vio que, en este:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N\phi} = K_A$$

al obrar la sobrecarga q , el esfuerzo vertical se transforma en:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

y el horizontal en:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta\sigma_3$$



por lo tanto, podrá ponerse

$$\frac{1}{N\phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

de donde

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N\phi} + \frac{q}{N\phi}$$

Por comparación de sobrecarga nula se deduce:

$$\Delta p_h = \Delta\sigma_3 = \frac{q}{N\phi} = K_a q \quad (\text{ec. 2.11})$$

O sea que, para el caso activo, el efecto de la sobrecarga uniformemente distribuida es simplemente el aumentar uniformemente la presión actuante contra el muro en el valor dado por la ec. 2.11.

De un modo totalmente análogo puede verse que para el caso pasivo el efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar la presión en el valor:

$$\Delta p_h = \Delta\sigma_1 = qN\phi = K_p q \quad (\text{ec. 2.12})$$

Debe notarse cuidadosamente que las fórmulas 2.11 y 2.12 tiene su campo de aplicación restringido a relleno con superficie horizontal. Para el caso de relleno inclinado podrán obtenerse expresiones análogas, a partir de las fórmulas que para las presiones correspondientes aparecen en el Anexo IV-a, de la referencia de mecánica de suelos tomo II de Juárez Badillo y Rico.

Otro caso de interés práctico es aquél que se tiene cuando parte del relleno horizontal arenoso tras el muro está en condición sumergida. Si H es la altura total del muro y H_1 , contada a partir de la altura de arena no sumergida, (fig. 2.6), la presión vertical del relleno en un punto bajo el nivel del agua será:

$$p_v = \gamma H_1 + z' \gamma' \quad (\text{ec. 2.13})$$

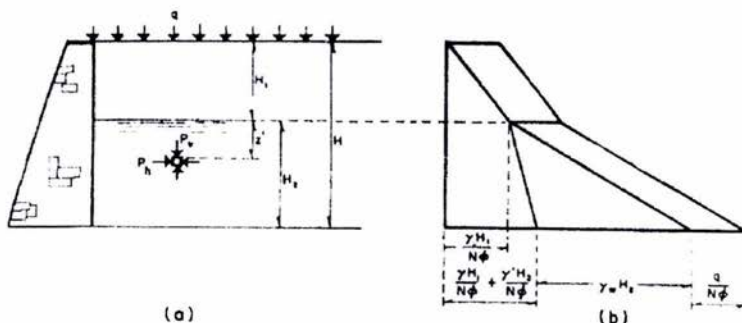


Fig. 2.6 presiones activas de un relleno arenoso parcialmente sumergido y sujeto a sobrecarga uniformemente distribuida.



Así, la presión ejercida horizontalmente por la arena bajo el nivel freático será:

$$p_A = \frac{p_v}{N\phi} = \frac{1}{N\phi}(\gamma H_1 + z'\gamma') \quad (\text{ec. 2.14})$$

Además en este caso, sobre el muro y bajo el nivel freático la presión hidrostática vale:

$$p_w = \gamma_w z' \quad (\text{ec. 2.15})$$

El empuje total activo estará dado, por consiguiente, por:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{N\phi} \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (\text{ec. 2.16})$$

Nótese que, a pesar de que el hecho de que la arena esté sumergida hace disminuir el valor de γ a γ' , el empuje sobre el muro aumenta grandemente en este caso, pues el efecto hidrostático del agua no está afectado por ningún término reductor del tipo $1/N\phi$.

Fórmulas análogas a las 2.13 a 2.16 pueden obtenerse para el caso pasivo y para los casos de relleno no horizontal.

Si, sobre los efectos ahora considerados, existe la sobrecarga uniforme q , su influencia deberá superponerse. Este es el caso que aparece dibujado en la fig. 2.6.

Todas las fórmulas anteriores se aplican frecuentemente en la práctica de la construcción de muros de retención de mampostería o de concreto reforzado, por lo cual es de fundamental importancia recapitular las condiciones de su aplicabilidad. Estas son, por supuesto, las hipótesis de que está afectada la Teoría de Rankine y se destacan a continuación:

1.- Los estados "plásticos", tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo. Ya se comentó que esta hipótesis se verifica razonablemente en los muros reales, que pueden deformarse lo suficiente para ello, siempre y cuando el proyectista no tome precauciones especiales para restringir los movimientos de la estructura como cuerpo rígido. El tipo de movimiento necesario para que pueda desarrollarse un estado "plástico" es un ligero giro del muro en torno a su base, en el sentido conveniente.

2.- Cuando la superficie del relleno es horizontal y si el respaldo del muro es vertical, como implícitamente se ha considerado hasta ahora, el muro debe ser "liso", es decir, el coeficiente de fricción entre él y el suelo de relleno debe ser nulo.

Cuando la superficie del relleno es un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, ha de admitirse que el muro es rugoso con un coeficiente de fricción con el suelo tal que las presiones resultantes sobre el respaldo vertical resulten inclinadas al mismo ángulo β .



En muros de concreto reforzado con secciones típicas el análisis por el método de Rankine presenta ciertas variaciones que se mencionan en el Anexo IV-b, de la referencia de mecánica de suelos tomo II de Juárez Badillo y Rico.

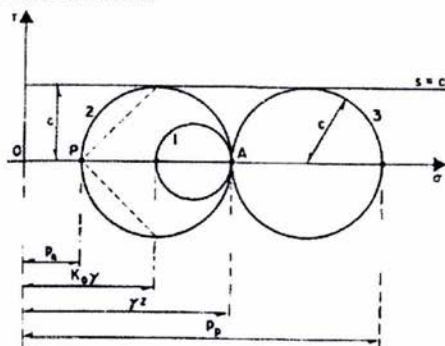
II. 1. 2 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS

En las arcillas la cohesión no existe como una propiedad esencial, sino que es una propiedad circunstancial que puede llegar a cambiar con el tiempo, ya sea por que, la arcilla se consolide o que se expanda por absorción de agua.

Es necesario tener la seguridad de que la cohesión utilizada en las formulas para los proyectos, no vaya a cambiar con el tiempo, aunque esto es muy difícil de llegar a obtener.

Si se considera un elemento de suelo puramente cohesivo a una profundidad z , y la masa de la superficie horizontal del suelo está en reposo, la presión horizontal sobre un elemento sujeto a la presión vertical (γZ) será $K_0 \gamma Z$ donde K_0 depende del material y su historia previa de esfuerzos.

En los círculos de Mohr, el suelo cohesivo, se representa, al estado de esfuerzos del suelo cohesivo con el círculo I. Como la deformación lateral es permitida, el material puede llegar a alcanzar la falla de dos modos:



1.- Se admite que el suelo se deforme lateralmente, por la disminución de presión horizontal, hasta el valor mínimo compatible con el equilibrio, el cual está representado por el círculo II y corresponde al estado plástico activo, cuyas presiones son:

la horizontal $P_A = \gamma Z - 2C$

la vertical $P_V = \gamma Z$

donde:

P_V = Es el esfuerzo principal mayor

P_A = Es el esfuerzo principal menor

En el círculo de falla 2 tangente a la envolvente $s=c$, obtenida en prueba rápida.



2.- Aumentando la presión hasta que, después de sobre pasar el valor γZ , alcanza uno tal que hace que el nuevo círculo de esfuerzos resulte también tangente a la envolvente horizontal de falla que es representado por el círculo III, y en ese momento se tiene el estado plástico pasivo y las presiones alcanzan los valores.

la horizontal $P_p = \gamma Z + 2C$

la vertical $P_v = \gamma Z$

donde:

P_p = Es el esfuerzo principal mayor

P_v = Es el esfuerzo principal menor

En el diseño de muros de retención, también se puede establecerse la misma interpretación práctica respecto a la creación de los estados plásticos, relacionando las formulas para las presiones activas con el empuje de suelos sobre muros, en tanto que, las pasivas se relacionan con los muros que presionan al relleno.

Basándonos desde este punto de vista, se pueden obtener las formulas para los empujes totales activos y pasivos, complementado con la altura H del muro, las respectivas presiones horizontales que pasan por el centroide del área de presiones, entonces:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

Recordar que estas formulas solo son aplicables si los estados plásticos correspondiente se desarrollan por completo en el relleno y la superficie del relleno tras el muro fuera horizontal.

Para poder calcular la máxima altura a la que puede llegarse en un corte vertical del material cohesivo sin soporte y sin derrumbe la formula del empuje activo proporciona un procedimiento sencillo que consiste en la condición $E_A = 0$, de la expresión anterior.

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH = 0$$

y

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

Donde:

H_c = altura critica del material cohesivo.

Esta nos proporciona valores un poco altos, de la altura estable real y se recomienda que cuando sea usada en la práctica deberá ser afectada por un factor como mínimo de 2.



Desde los inicios de la mecánica de suelos la cohesión se ha interpretado como un parámetro cuya variación con el tiempo es grande, difícil de prever y generalmente tendiente a disminuir su valor inicial, por lo contrario, en la teoría de Rankine aplicada a los suelos cohesivos parte de la idea de que la cohesión es constante durante el tiempo, por lo que el proyectista no debe confiarse en esta teoría, por sugestiva que se le presente en la obra de retención. Hay que tomar en cuenta que siempre un relleno tiene la posibilidad de saturarse de agua mas o menos rápidamente y una excavación siempre induce un flujo hacia sus bordes, en cualquier caso, el material cohesivo tiende a disminuir su resistencia finalmente por lo que un proyecto basado en la resistencia de un suelo por cohesión siempre estará en condiciones inseguras con el paso del tiempo.

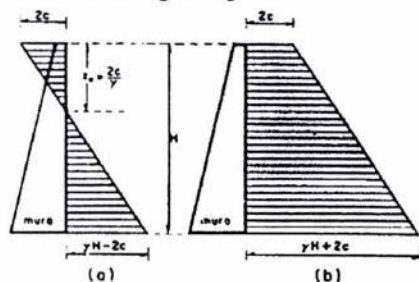
Se podría caer en la idea de que el relleno no variase su contenido de agua con el tiempo, por motivos particulares. En el caso de relleno superficialmente pavimentado o recubierto, de algún modo es el más usual. Pero aún así, existen muchos imprevistos como la ruptura de un tubo que conduzca agua, la utilización posterior del terreno para otros fines que obliguen a retirar el recubrimiento, etc.

Adicionalmente existe el hecho de que cuando el relleno cohesivo aumente su contenido del agua y por consiguiente pierda cohesión, la presión sobre el muro aumenta fuertemente, sin que se acuse con un signo exterior, por lo que la falla se presenta en forma repentina, sin avisos precursores. Por todo ello no es aconsejable el uso práctico de la formulas presentadas en esta sección para los empujes.

En la formula 1 se señala teóricamente la distribución de las presiones del relleno es lineal (por ser una ec. lineal), con una zona superior que esta trabajando a tensión y una parte inferior a compresión. El valor de la tensión en la superficie del relleno que es la máxima es de $2c$ y que la profundidad a la que se desarrolla la zona de tensiones es cuando $P_A = 0$, resulta ser:

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma}$$

Esta profundidad Z_0 se extiende la zona de tensiones, al igual que la distribución de presiones activas se muestran en la figura siguiente.



La distribución teórica de la presión pasiva se muestra en la fig (b).



No se le atribuye al suelo la capacidad para trabajar tensión es por eso que se debe admitir que, en el caso del estado activo fig (a), se desarrollaran grietas verticales, cuya profundidad esta dada por la formula.

$$Z_o = \frac{2c}{\gamma}$$

El mecanismo de la formación de grietas puede concebirse de la siguiente manera; en la superficie en donde el suelo esta expuesto al máximo esfuerzo a tensión; si por cualquier motivo se inicia la grieta en su parte inferior nos indica que se produce una fuerte concentración de esfuerzos de tensión, que hará que la grieta progrese hacia abajo, hasta la zona donde ya no existan esfuerzos a tensión. Es pues, bastante lógico suponer que en los suelos cohesivos, los agrietamientos se producen hasta esa profundidad.

Como ya no existe una aproximación teórica la formula $Z_o = \frac{2c}{\gamma}$ nos puede proporcionar un criterio satisfactorio para poder estimar la profundidad de las grietas producidas.

*En vista de todo lo expuesto anteriormente con relación al concepto de la cohesión y a su cambio con el tiempo se considera innecesario extender el análisis de los estados plásticos a los casos de relleno inclinados y a muros de respaldo no vertical.

II. 1. 3 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Partiendo desde el punto de vista de esfuerzos efectivos, todos los suelos se pueden considerarse puramente friccionante, es decir, se trato de desprejar el concepto de cohesión, tal como tradicionalmente se ha considerado, a la categoría de mito.

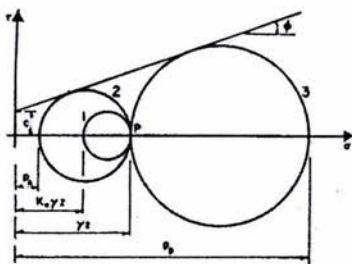
Aun así, la aplicación práctica del concepto de esfuerzos efectivos, a los problemas diarios presenta la dificultad de valuación de las presiones de poro en la etapa de proyecto, como ya se comento, aun no esta resulta teóricamente en forma del toda satisfactoria. Por otro lado en obras pequeñas, sobre todo resulta antieconómico programar la medición de las presiones de poro durante la construcción, e imposible conocer en todo instante la resistencia del suelo al esfuerzo constante, para poder modificar sobre la marcha tanto el proyecto como los métodos constructivos.

En la aplicación en la teoría de Rankine en aquellos suelos en los que la envolvente de falla (las envolventes de resistencia en función de los esfuerzos totales), obtenida del tipo de prueba triaxial adecuada al caso presenta cohesión y fricción.

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



Cuando el relleno es horizontal, se puede razonar de manera análoga, como se puede observar en la figura siguiente, el elemento de suelo que se encuentra a una profundidad Z , se considera en reposo, se encuentra sujeto a un estado de esfuerzos que se muestran en el círculo I. Puede llegarse a la falla por la disminución de la presión lateral o por aumento de la misma a partir del valor K_0 y Z . Así poder llegar a un estado plástico activo representado por el círculo II y el estado plástico pasivo representado por el círculo III.



Si se trata la relación entre el esfuerzo principal máximo y el esfuerzo principal mínimo esta dado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$$

para el estado activo, $P_A = \sigma_3$ y $\sigma_1 = yZ$

$$P_A = \frac{yZ}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}}$$

En el caso del estado pasivo $P_p = \sigma_1$ y $\sigma_3 = \gamma Z$

$$P_p = \gamma Z N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$$

Estas dos últimas expresiones nos proporcionan las presiones horizontales que son ejercidas por los dos estados plásticos, entonces los correspondientes empujes se obtienen, como siempre integrando las presiones a lo largo de la altura H del muro.

$$E_A = \frac{yH^2}{2N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H$$

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c \sqrt{N\phi} H$$

Cuyas líneas de acción teóricamente son horizontales y pasan por el centroide del área total de presiones.

Existe una zona del diagrama de presiones que corresponde a un estado de tensiones, en el estado activo como en los suelos puramente cohesivos y la profundidad a la que llega esta zona a partir de la superficie del relleno, se puede obtener con el criterio de que en este punto existe esta condición $P_A = 0$ y si esto es cierto:





$$\frac{2c}{\sqrt{N\phi}} = \frac{yZ}{N\phi}$$

entonces

$$Z_0 = \frac{2c}{y} \sqrt{N\phi}$$

Si el relleno se agrietará, por efecto de estas tensiones, dejarían de producirse estas tensiones y por lo cual el punto de aplicación del empuje podrá calcularse, solo con base en el triángulo inferior de compresión y Z_0 da una idea para calcular la profundidad de la grieta formada.

Para calcular la altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo en un corte vertical se podrá calcular con el criterio $E_A = 0$, es decir

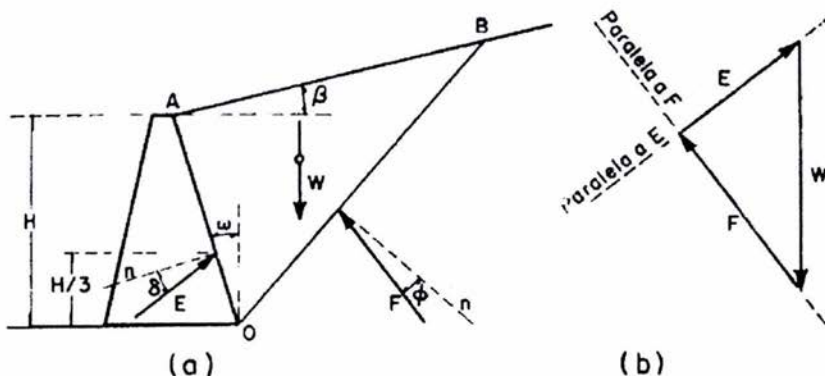
$$\frac{yH^2}{2N\phi} = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H$$
$$H_c = \frac{4c}{y} \sqrt{N\phi}$$

II. 2. TEORIA DE COULOMB

II. 2. 1 TEORIA DE COULOMB EN SUELOS FRICCIONANTES

Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular los empujes en muros de retención en el año 1776.

Esta teoría considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno, a la que supone plana como se muestra a continuación.





Tiende a deslizarse la cuña OAB por consecuencia de su propio peso y por esta tendencia se producen los esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB. Hipotéticamente las resistencias friccionantes se desarrollan por completo la fuerza E_A cuya inclinación con ángulo δ respecto a su normal y la fuerza F con un ángulo ϕ de inclinación respecto a su normal y con un valor numérico del ángulo δ de modo que $0 \leq \delta \leq \phi$.

Un ángulo $\delta = 0$ corresponde a un muro liso y es imposible un valor menor para el ángulo de fricción, por otro lado si $\delta > \phi$, en principio es posible, indicará que la falla se presentaría en la inmediata vecindad del respaldo del muro, pero entre suelo y suelo; este caso es prácticamente igual que si el deslizamiento ocurriese entre muro y suelo, es por eso que el máximo valor practico que puede tomarse en cuenta para el ángulo δ es el ángulo ϕ . Según Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la practica como:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$$

Para que el equilibrio de la cuña sé de, el polígono dinámico constituido por las fuerzas W , F y E deben cerrarse. Como W es conocido en dirección y magnitud y se conoce previamente las direcciones de las fuerzas F y E , se puede construir dicho poligonal dinámico. Así se puede conocer un empuje sobre el muro.

No hay ninguna justificación para que la cuña escogida sea la que produce el empuje máximo, es por eso que, este método de trabajo tiende a terminar en un proceso de tanteos trabajando con diferentes cuñas y calculando el empuje para cada una de ellas el empuje correspondiente y llegando así a una aproximación razonable para el valor máximo, producido por la cuña critica.

Existen dos casos en que el empuje correspondiente a esa cuña sea nulo, es cuando el plano de la falla escogido coincide con el respaldo del muro y el otro es cuando el plano de falla se escoge formando un ángulo ϕ con la horizontal (en este caso la fuerza F resultaría vertical para arriba siendo W hacia abajo, la única posibilidad de equilibrio será $W = F$ y $E = 0$).

Para los casos situados entre estas dos posiciones extremas, el empuje es diferente de cero, luego debe existir un máximo, el cual es el que se debe aproximar con el método de tanteos antes mencionado.

Para el caso de un relleno friccionante limitado por un plano, aunque sea inclinado un muro de respaldo plano puede darse un tratamiento matemático a las hipótesis de Coulomb, hasta llegar a una formula especifica para el empuje máximo que es:



$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

donde:

E_A = Empuje activo máximo (según Coulomb).

ϕ = Angulo de fricción interno de la arena.

ω = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

β = Angulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

En el caso de que el muro sea de respaldo vertical $\omega=0$, entonces la formula anterior será:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2}$$

y si además de que el muro sea de respaldo vertical, el relleno es horizontal $\beta=0$, se obtiene:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen} \phi}{1}} \right]^2}$$

debe observarse que si $\delta = 0$, es decir que no exista fricción entre el muro y el relleno, entonces la formula queda de la siguiente manera :

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \right) = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2$$

por lo tanto, es necesario e importante mencionar que las teorías de Rankine y Coulomb coinciden. También es interesante hacer notar que si en la formula 1 se considera $\delta = \beta$, se llega a obtener la expresión de la teoría de Rankine,

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

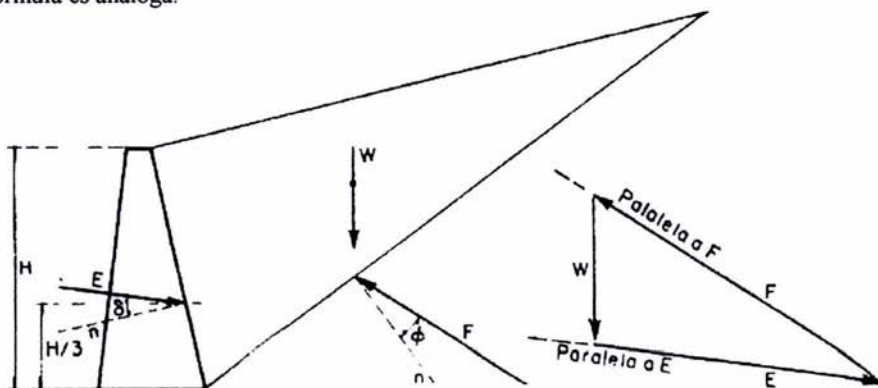
en otras palabras si se considera el empuje paralela a la superficie del relleno la teoría de Coulomb coincide con la de Rankine.



Aun cuando históricamente Coulomb no considera el estado pasivo de esfuerzos, cuyas hipótesis se han aplicado a este caso, es posible obtener formulas similares a las presentadas para el caso activo de Rankine, aunque llega haber pequeñas diferencias como son las de ϕ por $-\phi$, β por $-\beta$ y cambiando el signo del radical del denominador, llegamos a la formula .

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)} \right]^2}$$

La demostración del cambio se observa en la siguiente figura, la deducción de la formula es análoga.



Cuando el ángulo δ es muy grande, la superficie de deslizamiento real se aleja mucho del plano supuesto en la teoría de Coulomb y estos conducen a errores importantes, fuera de la seguridad en la determinación del empuje pasivo. Si $\delta = \phi$ Terzagui y Peck han evaluado ese error hasta en un 30%, teniendo menores, para menores ángulos de δ . En cambio en el empuje activo la influencia del valor del ángulo δ es mucho más pequeño y normalmente se ignora en la práctica.

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre le muro, pues la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución Coulomb no especifica nada, por lo que dentro del cuerpo de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo, no se puede decir nada.

Evitando este problema el propio Coulomb supuso que todo punto del respaldo del muro representan el pie de una superficie potencial de deslizamiento.



Así se podrá calcularse el empuje sobre cualquier parte superior del muro; y si se deseará un pequeño aumento en la altura de la parte calculado el nuevo empuje, se tiene por diferencia el anterior incremento ΔE , el empuje en que aumentó el valor original y este incremento entre la altura que se haya considerado, de la presión en ese segmento de muro.

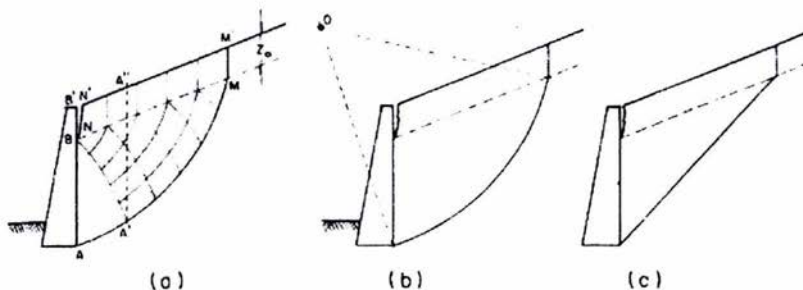
Así como, se puede conocer la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura, realizando reiteradamente este método con la aproximación que se desee, por cuyo centroide pasará el empuje resultante, lo anterior nos conduce a la distribución hidrostática, con empuje a la altura $H/3$ en muros con respaldo plano y con relleno de superficie plana.

Cuando no se cumplen estas condiciones el método llega a ser muy laborioso y Terzagui ha propuesto una construcción aproximada que, sin embargo da el punto de aplicación con suficiente precisión en la práctica, el cual consiste en trazar por el centroide de gravedad de la cuña crítica, una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

Cabe mencionar que la teoría de Coulomb toma en cuenta las dos ecuaciones ya antes mencionadas de equilibrio de proyección de fuerzas (esto equivale, que el hecho de que el dinámico sea polígono cerrado), con dos incógnitas E y F , de las cuales solo una interesa, aunque se pudo haber trabajado con una sola incógnita (E) si se proyectan las fuerzas sobre una normal a la dirección conocida de F . Por lo cual, puede afirmarse que la teoría de Coulomb utiliza para establecer el equilibrio de la cuña rígida una sola ecuación de equilibrio, la cual según la estática es insuficiente.

II. 2. 2 TEORIA DE COULOMB EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Dadas las condiciones de un muro de retención como se muestra en la siguiente figura.



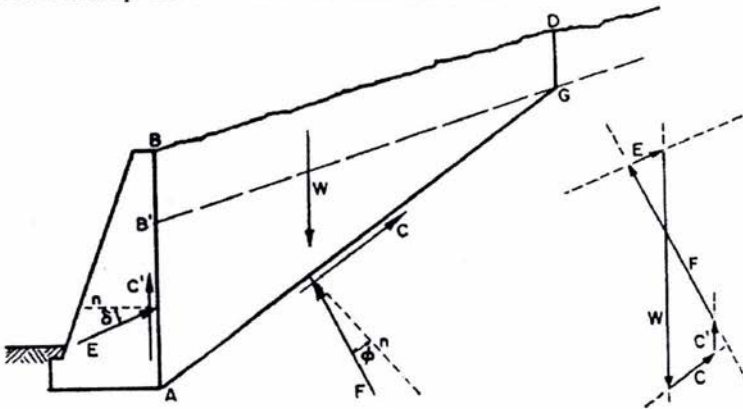
La superficie de falla es una curva como se observa y, bajo la zona de un agrietamiento en la parte superior del relleno, las líneas de influencia son curvas.



Dentro de la cuña A'MMN'N el estado de esfuerzos es semejante al analizado anteriormente en la teoría de Rankine y el diagrama de presiones en la vertical AA'. el empuje total contra el muro estará entonces dado por la resultante de ese diagrama de presiones combinada con el peso de la cuña B'AA'A" y la fuerza de reacción que llega a existir en la superficie AA.

Este procedimiento llega a ser muy laborioso y difícil, que normalmente se abrevia recurriendo a simplificaciones.

Es decir, supóngase, como se hace en la parte (b) de la figura pasada, que la superficie hipotética de falla es un círculo y en tal caso puede calcularse el empuje aplicando el método del círculo de fricción, y resulta suficientemente aproximado al considerar a la superficie hipotética de falla como un plano que se extiende desde la base del muro hasta la zona de agrietamiento, tal como se muestra en la parte (c). Con estas condiciones resulta aplicable al caso la teoría de Coulomb.



Considerando una cuña de deslizamiento, su equilibrio quedará garantizado por las fuerzas que intervienen que son, el peso propio total, W (calculado como el volumen de la cuña por el peso específico del suelo); la reacción entre la cuña y el suelo, con dos componentes de F (debida a la reacción normal y a la fricción) y C (debido a la cohesión), la adherencia C' (entre el suelo y el muro) y por último el empuje activo E. Estas fuerzas deben de formar un polígono cerrado, en el que puede calcularse el valor de E correspondiente a al superficie de falla supuesta. Si se multiplica el parámetro c por las longitudes AG y AB respectivamente se puede conocer la dirección y la magnitud de las fuerzas C y C'.

También se lleva un procedimiento de tanteos en el método de calculo para determinar el máximo "E" posible. El muro deberá calcular para poder soportar la combinación de las fuerzas C' y E máxima. Por otro caso, el empuje pasivo también se aplica la teoría de Coulomb, simplificando la forma de la superficie de deslizamiento, que resulta también curva a modo de considerarla recta, en forma análoga como ya se comento. También se puede encontrar el empuje de proyecto por un procedimiento igual de tanteos análogo al descrito para el empuje activo, con la condiciones antes mencionadas.



No se recomienda su uso para el caso de empujes pasivos, la teoría de Coulomb, resulta muy aproximada y con mucha incertidumbre e inseguridad.

II. 3 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGUI.

Se han desarrollado en el pasado métodos empíricos y semiempíricos para la valuación de los empujes ejercidos para los rellenos de tierra contra los elementos de soporte y a lo poco conveniente de las teorías clásicas antes únicas.

Se ha propuesto por el Dr. Terzagui un método específico que reúne una buena parte de la experiencia anterior con la suya propia y quizás, constituye el método más seguro para la valuación de empujes contra muros de retención, restringidos a la aplicación del método a muros de escasa altura, alrededor de 7 m como máximo.

El método consiste, en encasillar el material de relleno con el que se ha de trabajar, en uno de los siguientes cinco tipos.

- I.- Suelo granular grueso, sin finos.
- II.- Suelo granular grueso, con finos limosos.
- III.- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV.- Arcilla plástica blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- V.- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

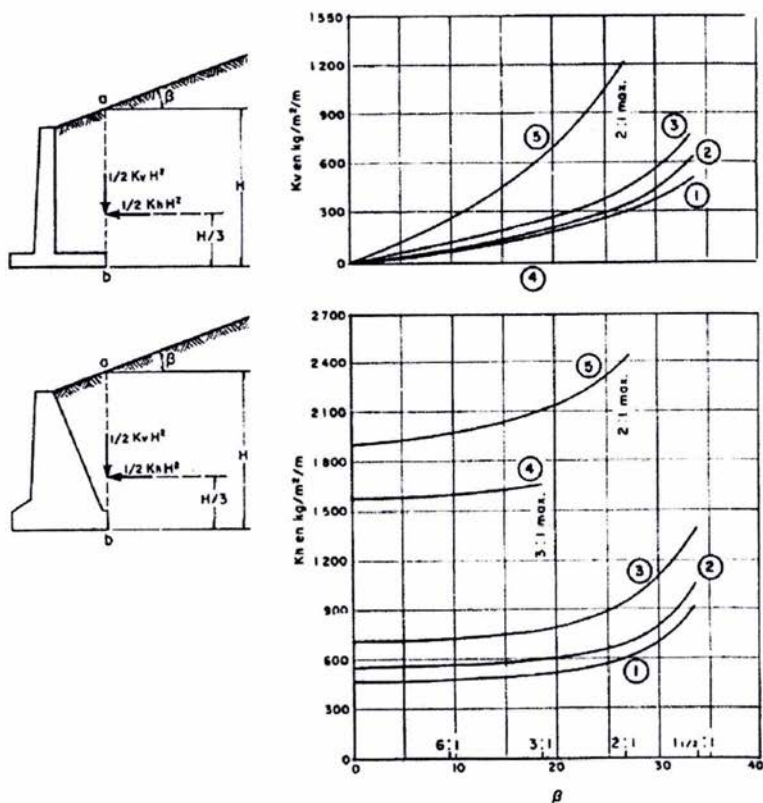
Los tipos de suelos IV y V no son deseables como suelo de relleno por lo general, por lo que se deben evitar siempre que sea posible, el tipo V debe considerarse rechazable por completo cuando existan riesgos de que pueda entrar agua a los huecos entre los fragmentos de arcilla provocando así expansión y el correspondiente aumento de presiones sobre el muro de retención.

Cuando el muro fuera a proyectarse antes de conocer el material a usar como relleno se deberá realizar sobre las bases más desfavorables. Este método propuesto, abarca cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de carga y son:

- 1.- La superficie del relleno es plana, inclinado o no y sin sobrecarga alguna.
- 2.- La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro hasta un cierto nivel, en el que se torna horizontal.
- 3.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- 4.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.



En el primer caso, el problema puede resolverse aplicando las siguientes gráficas, que proporcionan, los componentes horizontales y verticales del empuje actuante en el plano vertical que pasa por el punto extremo inferior del muro como se muestra.



Los números en las curvas indican el tipo de material. Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura H , menor que la real en 1.20 m

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2$$

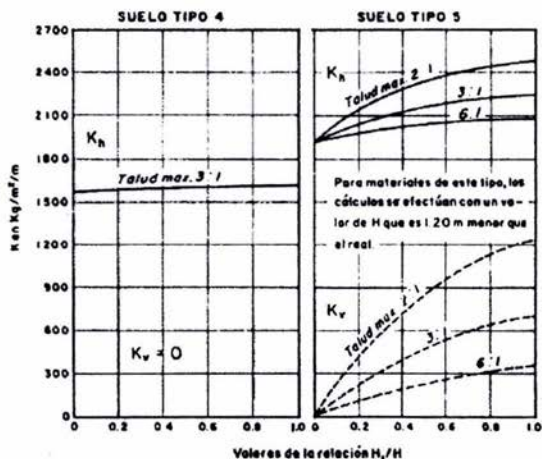
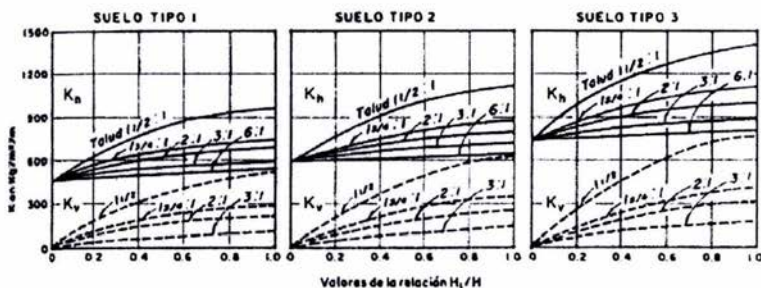
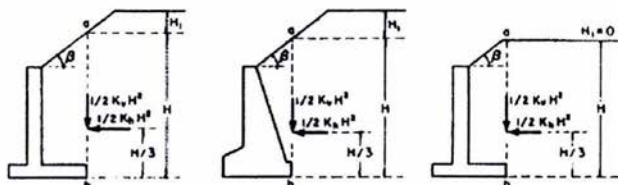
$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2$$

K_H y K_V se obtienen de las siguientes gráficas en función de la inclinación de la superficie del relleno y tipo de material con el que se va a trabajar. También es conveniente



mencionar el criterio empleado para medir la altura H . Dichas expresiones y gráficas nos pueden proporcionar el criterio el valor del empuje por metro lineal de muro, cuyo empuje deberá calcularse a un $1/3$ de H contando el paño inferior del muro. Para los casos en que el relleno sea del tipo V, el valor de H se considerara en los cálculos en 1.20 m menos al usual y el empuje obtenido deberá considerarse aplicado a la altura.

$$d = \frac{1}{3}(H - 1.20) \text{ -----A}$$



En el caso dos, cuando el relleno tiene superficie inclinada hasta una cierta altura y después se hace horizontal, los valores K_H y K_V se obtendrán de las gráficas anteriores y en



la mismas se encuentran las convenciones a que deberán ser ajustadas las mediciones de las alturas usadas, los puntos y planos de aplicación del empuje, en otros. Y la altura del punto de aplicación, cuando el relleno sea del tipo V también se aplicará la ecuación "A".

Para el caso tres, cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecargas uniformemente distribuidas, las presión horizontal sobre el plano vertical en la que se supone que actúan, el empuje deberá incrementarse uniformemente en

$$p = Cq$$

Donde:

q = Es el valor de la sobrecarga uniformemente repartida en unidades apropiadas.

C = Se escoge de la siguiente tabla

Valores de C

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1
V	1

En el cuarto caso, donde la superficie del relleno horizontal soporta una lineal paralela a la corona del muro y uniforme, se considerará que la ejerce sobre le plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale.

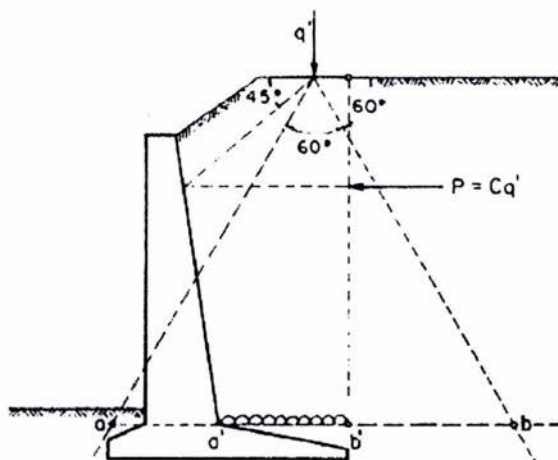
$$P = C q'$$

Donde:

q' = Es el valor de la carga lineal uniforme.

C = se obtiene de la tabla anterior.

En la siguiente figura se puede obtener el punto de aplicación de P, si se traza una lineal a 40°, el punto de aplica P resulta bajo la base del muro, el efecto de q' podrá despreciarse. La carga (q') produce también presión vertical sobre la losa de cimentación, el cual se podrá calcular considerando una influencia a 60° a partir de (q') uniformemente en todo el tramo ab y de magnitud (q'/ab), pero solo debe considerar la presión que solo afecta a la losa de cimentación en el tramo a'b' en los cálculos.



Todos estos modelos descritos anteriormente están dirigidos a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre suelo y muro esta dirigida hacia abajo, ayudando al efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Si el muro descansa sobre terreno blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical del empuje llegue a invertirse, esto llega a aumentar el empuje considerablemente, por lo que Terzagui recomienda en este caso, los valores del empuje obtenidos en los gráficos anteriores se incrementen en un 50%.

Se deberán proyectar buenas instalaciones de drenaje para poder garantizar la no generación de presiones hidrostáticas contra el muro, para los muros calculados con este método semiempirico de Terzagui, que no son tomados en cuenta.



CAPITULO III

CALCULO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES



CAPITULO III CALCULO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES

INTRODUCCIÓN

Los suelos, al igual que otros materiales, poseen un ángulo de reposo propio; pero para lograr una mayor pendiente que la proporcionada por dicho ángulo, se requiere algún tipo de muro o estructura que la soporte que evite el deslizamiento del material; por esa razón se emplean comúnmente los muros de retención o contención.

En muros de retención de poca altura, la práctica consiste en utilizar métodos empíricos para determinar el empuje de tierra. En el caso de muros altos que constituyen la parte principal de una construcción, por cuestiones de economía, se justifica recurrir a un estudio más completo del suelo y a un análisis más detallado de las cargas.

Generalmente los muros de retención se usan en las carreteras y ferrocarriles, así como en otras propiedades públicas y privadas, algunos fines pueden ser:

- 1) Resolver problemas de derecho limitado de vía, confinamiento de taludes en los linderos;
- 2) Efectuar proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos;
- 3) Estabilizar taludes muy inclinados en corte o en terraplén;
- 4) Reparar desperfectos en el lecho de caminos;
- 5) Evitar erosión en las márgenes de los ríos;
- 6) Realizar aleros para estribos y muros de cabecera;
- 7) Construir plataformas para carga;
- 8) Conformar áreas de estacionamiento;
- 9) Crear muros de protección y barricadas.

En el diseño las presiones que obran sobre un muro de retención, tienden a producir su deslizamiento, o volteo. La resistencia a la sustentación del terreno que forma el cimientado es importante, al igual que el carácter del relleno, el cual puede variar desde una grava bien drenada hasta una arcilla muy plástica. El cálculo de la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones constituye un procedimiento laborioso y complicado; por ello, se mencionó en el capítulo anterior las teorías más usadas para el cálculo de presión horizontal sobre muros de retención.

Un aspecto importante es la adecuada cimentación de un muro de retención para permitir que éste funcione satisfactoriamente. La mayoría de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por otra parte, los suelos de grano grueso proporcionan bases y rellenos estables.

Otro aspecto al que se le debe dar importancia es, evitar el relleno hecho con suelos arcillosos o que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen



filtraciones. La arcilla dura en terrones grandes no debe emplearse como relleno, a menos que se puedan evitar las filtraciones del el agua de la superficie, y como ya se comentó no se recomienda ya que posteriormente puede llegar a modificarse esta condición durante el tiempo. El drenaje apropiado siempre es relevante, ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y resulta esencial que se encuentren taludes con estratos conductores de agua, también hay que agregar a todo esto, que si no existieran drenes el empuje aumentaría considerablemente debido al empuje hidrostático y por lo tanto se diseñaría un muro con mayores dimensiones lo cual sería antieconómico y se requeriría un mayor tiempo en su construcción.

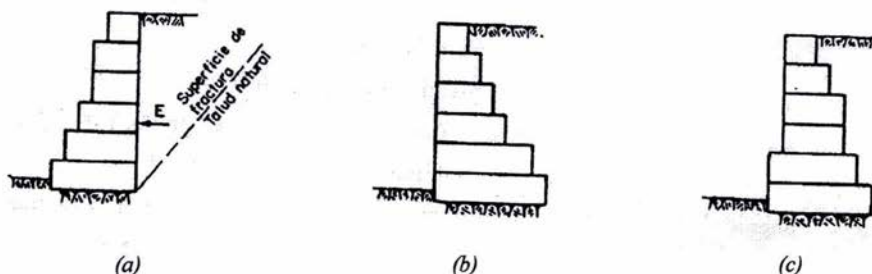


Fig. 3.1 Disposición de muros de sostenimiento formados con gaviones

El Instituto de Ingeniería de la UNAM, en su publicación MANUAL DE GAVIONES de Jaime E Camargo Hernández y Victor Franco del año 2001, determina el valor del empuje, utilizando el método de Coulomb, que a su vez esta basado en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable (ver fig 3.1), sobre la cual actúan el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye de manera uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana, y eventualmente la cohesión del suelo, y como ya se citó se omite el empuje hidrostático para cualquier tipo de muro de retención y mas en el caso particular de muros formados con gaviones por ser permeable la estructura.

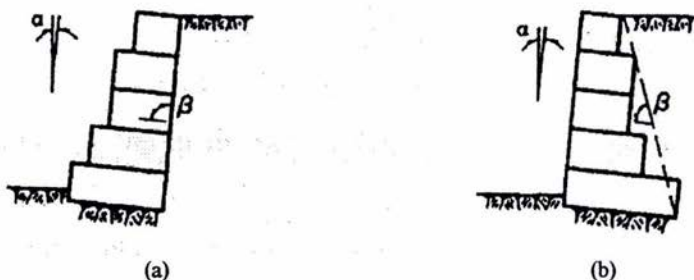


Fig. 3.2 Planos de empuje en muros de retención



Cuando se trata de un muro con paramento vertical interno, la superficie de empuje es ese propio paramento (ver fig 3.2.a). En el caso especial de los muros formados con gaviones pueden existir escalones internos, entonces, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro (ver fig 3.2.b), quedando así definido el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

El cálculo del empuje es realizado con hipótesis simplificadas.

El empuje activo en el muro de sostenimiento se determina con la expresión.

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2K_a^{\frac{1}{2}} C H \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde H es la altura donde actúa el empuje, en m, que vale

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha \quad (\text{ec. 3.2})$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2} \quad (\text{ec. 3.3.a})$$

Donde:

E_a = empuje activo, en t/m

K_a = coeficiente de empuje activo

γ_s = peso específico del suelo, en t/m³

h = altura del muro, en m (ver fig 3.3)

B = base del muro sin considerar los escalones externos, en m (ver fig 3.3)

a = ancho del muro en la corona, en m (ver fig 3.3)

α = inclinación del muro con la vertical, en grados (ver fig 3.2)

β = Angulo formado por el plano de empuje y la horizontal en grados (ver fig. 3.2)

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha$$

φ = Angulo de fricción interna del material, en grados

δ = Angulo de fricción entre el muro y terreno, en grados; en muros de gaviones se puede suponer $\delta = \varphi$ y si tras el muro hay un geotextil, $\delta = 0.9\varphi$.

ε = Angulo del talud sobre la horizontal, en grados (ver fig.3.3)

C = Cohesión, t/m².

Generalmente, la cohesión no se toma en cuenta, ya que ella se modifica con el tiempo y no tiene gran influencia en el valor final del empuje. En caso de que exista una



sobrecarga (q) encima del relleno, ésta se puede equiparar a un relleno de altura h_s de las mismas características del relleno. De esta manera, se obtiene:

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s} \quad (\text{ec. 3.3b})$$

sustituyendo h_s en la ec. 3.1, el empuje activo quedaría de la siguiente manera

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a \frac{1}{2} CH \quad (\text{ec. 3.4})$$

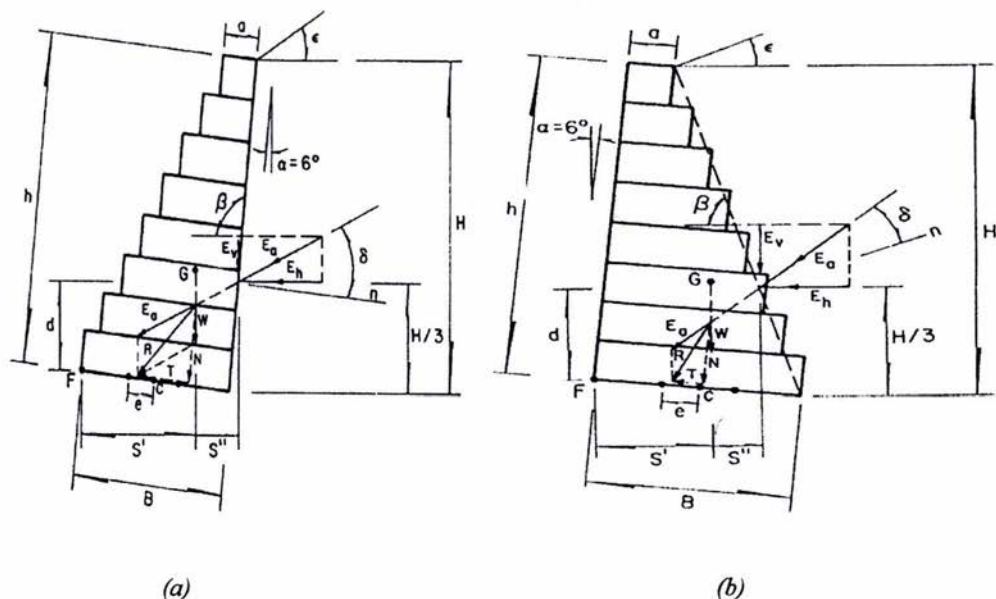


Fig. 3.3 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de retención.

Normalmente, cuando la sobrecarga es debida a vehículos, se adopta $q = 1.5$ a 2.0 t/m^2 .

En cuanto a la altura del punto de aplicación del empuje es difícil de evaluar y varía bastante en la práctica; en general, dicho punto puede producirse a una altura comprendida entre $H/2$ y $H/3$. En algunos casos, la variación se debe al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y a sobrecarga. Pero se considera a $H/3$ con mucha frecuencia (ver fig 3.3).

La altura del lugar donde se aplica el punto activo "d", medida verticalmente desde la horizontal que pasa por el punto de giro "F" (ver fig 3.3), está dada por



$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{ec. 3.5 a})$$

para condición con sobrecarga, y

$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{ec. 3.5 b})$$

para condición sin sobrecarga

Si $a = 0$, $d = H/3$

III. 1. Estabilidad de los muros

La dificultad de la obra de contención puede ser causada por la inestabilidad del conjunto muro-terreno que se manifiesta con un movimiento a lo largo de una superficie de rotura.

En el diseño de los muros, es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad para evitar el fracaso de la estructura, para ello se debe calcular:

- La seguridad contra deslizamiento.
- La seguridad contra volteamiento.
- La carga sobre el terreno.
- La verificación en secciones intermedias.
- La seguridad contra falla global.

Se recomienda inclinar el muro contra el suelo, con un ángulo $\alpha = 6^\circ$ que puede llegar a ser de 10° , pues así el valor de K_a disminuye.

III. 1. 1 Deslizamiento

La seguridad al deslizamiento se calcula haciendo referencia a un plano horizontal, para las obras en gaviones en particular las fuerzas estabilizantes (F_s) que se oponen al deslizamiento son aquellas de fricción (fN) y de cohesión (cB) sobre el plano de deslizamiento; aquella debida al empuje pasivo (Sp) cuesta abajo del pie del muro; aquella de anclaje transmitida por el talón del muro (Ss);

$$F_s = fN + cB + Sp \cos \delta + Ss$$

Según los tipos y los casos prácticos estos esfuerzos pueden naturalmente no estar todos presentes, Con N se entiende la suma de las fuerzas verticales que obran sobre el plano de deslizamiento (peso del terreno, peso del muro, componente vertical del empuje, sobrecargas) y eventualmente las acciones sísmicas.

El coeficiente de fricción vale:



$$f = \tan \varphi$$

($f = 0,64$ para sub-base en concreto).

El coeficiente de seguridad al deslizamiento debe ser a favor de la seguridad, se puede despreciar el empuje pasivo S_p cuesta abajo.

En ningún caso, el cociente de las fuerzas estabilizantes y las desestabilizantes debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno donde se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizarse.

$$E_v = E_a \sin(90^\circ + \delta - \beta) \quad (\text{ec. 3.6.a})$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta) \quad (\text{ec. 3.6.b})$$

Donde

E_v = componente vertical del empuje activo E_a , en t/m

E_h = componente horizontal del empuje activo E_a , en t/m

El coeficiente de deslizamiento C_D , que debe ser igual que a 1.5 o mayor, está dado por

$$C_D = \frac{[(W + E) \cos \alpha + E_h \sin \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \sin \alpha + CB}{E_h \cos \alpha} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde:

W = Peso propio de la estructura, en t/m (ver fig. 3.3)

α = Inclinación del muro con la vertical, en grados (ver fig. 3.3)

B = Ancho de la base del muro al despreciar los escalones externos, en grados (ver fig. 3.3)

C = Cohesión, en t/m²

El peso propio de la estructura W , depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión, se considera un porcentaje de vacíos (n) de 0.3, es decir del 30 por ciento. El peso específico del gavión γ_g sería

$$\gamma_g = \gamma_s(1-n) \quad (\text{ec. 3.8})$$

Donde:

γ_g = Peso específico de los gaviones, en t/m³

γ_s = Peso específico de la roca de relleno, en t/m³

n = Porcentaje de vacíos, su valor promedio es 0.3

Los componentes vertical y horizontal del empuje activo (ver fig 3.3) toman los valores dados por las ecuaciones 3.6 a y b.



En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo-gavión es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos. En tales valores, interviene la cohesión; si ésta no influye, los valores disminuirán. Dicho coeficiente es de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión.

Por seguridad se adopta tan ϕ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo.

III. 1. 2 Volteo

Al considerar como fuerza estabilizante el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como fuerza desestabilizante la componente horizontal del mismo empuje, se llega a:

$$M_v = E_h d \quad (\text{ec. 3.9})$$

$$M_r = WS' + E_v S'' \quad (\text{ec. 3.10})$$

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta} \quad (\text{ec. 3.11})$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \text{Sen } \alpha \quad (\text{ec. 3.12})$$

Donde:

S' = Distancia vertical entre el punto de volteo F (ver fig 3.3) y el punto de aplicación del empuje activo

S'' = Distancia horizontal entre el punto de volteo F (ver fig 3.3) y el punto de aplicación del empuje activo

X_g, Y_g = Coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto F (ver fig 3.3)

En ningún caso, el momento de volteo M_v producido por las fuerzas desestabilizantes debe ser mayor que el momento resistente M_r generado por las estabilizantes.

El coeficiente de volteamiento C_v será igual a 1.5 o mayor, es decir

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \quad (\text{ec. 3.13})$$



III. 1. 3 Carga sobre el terreno

Al suponer que existe una distribución lineal de esfuerzos sobre el terreno, no se debe admitir fatigas mayores que las estipuladas como de trabajo del terreno. Cuando la resultante cae dentro del núcleo central de la base, los esfuerzos resultantes, obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de la escuadría, están dados por

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad (\text{ec. 3.14})$$

para el caso de $e < \frac{B}{6}$

Donde:

N = Resultante de las fuerzas normales en la base del muro (fig 3.3) e igual a

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha \quad (3.14 \text{ a})$$

e = Excentricidad, en m (ver fig 3.3). Una sección cualquiera del muro es sometida a flexión M , corte T y esfuerzo normal N . Para calcular las tensiones normales que obran sobre una sección de ancho B y de largo unitario, se calcula la excentricidad del esfuerzo normal y está dada por

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right] \quad (\text{ec. 3.14.b})$$

σ_1, σ_2 esfuerzos de trabajo.

Si la resultante cae fuera del núcleo central, se reduce la sección de trabajo de la base, como puede ocurrir en los muros con gaviones por su gran flexibilidad; la excentricidad real valdrá en este caso.

$$e' = \frac{B}{2} - e \quad (\text{ec. 3.15})$$

Para $e > B/6$, los esfuerzos de trabajo σ_1 y σ_2 en t/m^2 , están dados por

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3e'} \quad (\text{ec. 3.16})$$



$$\sigma_2 = \sigma_1 \left[\frac{B - 3e'}{3e'} \right] \quad (\text{ec. 3.17})$$

Se recomienda que $\sigma_2 \leq 2 \text{ t/m}^2$ en presión y σ_1 no debe sobrepasar la presión admisible del terreno.

III. 1. 4 Verificación en secciones intermedias

Se requiere verificar la estabilidad en secciones intermedias del muro de retención, para evitar la falla de la estructura.

Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo, y la fuerza desestabilizante, que es la componente horizontal de dicho empuje hasta la sección de análisis, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial se obtienen con analizar:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{0.8X} \quad (\text{ec. 3.18})$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{T}{B} \quad (\text{ec. 3.18})$$

Donde:

$\sigma_{\text{máx}}$ = Esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis.

$\tau_{\text{máx}}$ = Esfuerzo tangencial en la sección de análisis.

N = Resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis (ver fig 3.4)

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha \quad (\text{ec. 3.18 a})$$

T = Resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis (ver fig 3.4)

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \sin \alpha \quad (\text{3.18.b})$$

X = Ancho de la sección que está trabajando a la compresión (ver fig 3.4)

$$X = \frac{0.5B - e}{0.4} \quad (\text{ec. 3.18.c})$$



B = Ancho de la base de la sección de análisis (ver fig 3.4)

e = Excentricidad de la resultante, en la sección de análisis (ver fig 3.4), en la sección de análisis

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} \quad (\text{ec. 3.18.d})$$

M = Momento actuante en la sección de análisis, que tome en cuenta el momento resistente M_r (ver ec 3.10) y el de volteo M_v (ver ec 3.9)

$$M = M_r - M_v \quad (3.18 e)$$

Los valores de $\sigma_{\text{máx}}$ y $\tau_{\text{máx}}$ no debe rebasar las variaciones admisibles dadas por

$$\sigma_{\text{adm}} = 50\gamma_g - 30 \quad (\text{ec. 3.19})$$

$$\tau_{\text{adm}} = \frac{N}{B} \tan \varphi^* + C_g \quad (\text{ec. 3.19})$$

Donde:

σ_{adm} = Esfuerzo normal admisible, en t/m^2 .

τ_{adm} = Esfuerzo tangencial admisible, en t/m^2 .

γ_g = Peso específico de los gaviones, en t/m^3 (ver ec 3.8).

φ^* = Angulo de fricción interna de los gaviones, en grados.

$$\varphi^* = 25\gamma_g - 10 \quad (3.19 a)$$

C_g = Cohesión (agarre) del gavión, en t/m^2 .

$$C_g = 10 (0.03 P_s - 0.05) \quad (3.19 b)$$

P_u = Peso de la red metálica, en kgf/m^3 ; para gaviones tipo estándar, vale entre 8.6 y 12 kgf/m^3 con alturas del gavión h de 1.0 a 0.5 m, respectivamente. En el tercio inferior de muros de gran altura, conviene colocar gaviones de 0.5 m.



III. 1. 5 Seguridad contra falla global.

La inestabilidad de un muro de retención formado con gaviones puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica (ver fig 3.5). Por consiguiente, se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante.

El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica, por ejemplo, el método de las fajas (Fellenius) y el de Bishop, entre otros. Otro sistema simplificado aproxima la superficie de rotura a una recta (ver fig 3.5). Para el detalle de tales procedimientos, se sugiere consultar literatura específica sobre el tema.

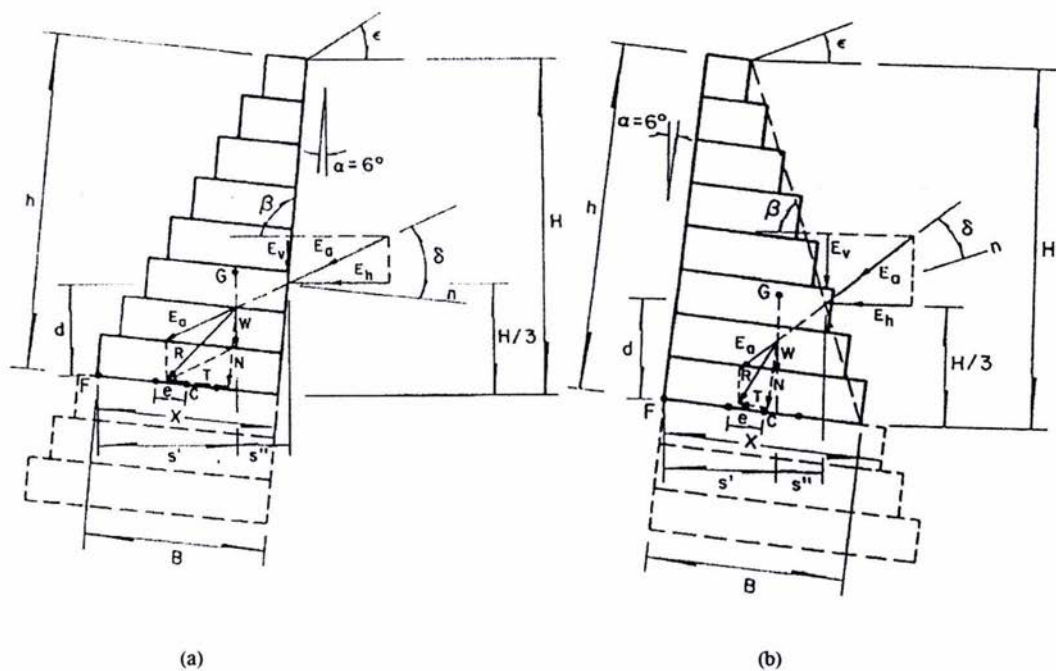
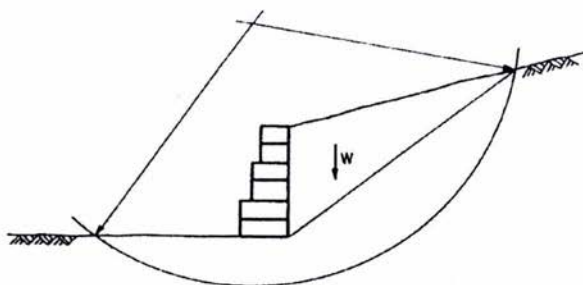
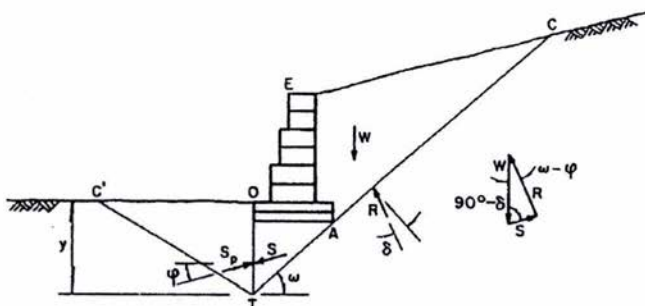


fig. 3. 4 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes para una sección intermedia en los muros de retención



a) Falla circular



b) Falla recta

3.5 Esquema para la verificación de la falla global

Recomendaciones de diseño

Los muros de retención hechos con gaviones se construyen en capas, al igual que la mampostería; por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo flexible de tamaño grande y trabajan como bloques de roca grandes.

El muro de retención puede ser de pared lisa o escalonada (ver fig 3.1); la selección de cualquiera de estas dos formas depende del criterio del proyectista. En la práctica, se ha encontrado que el muro escalonado es más fácil de construir cuando la altura del mismo rebasa los 3 m.

Los muros muy altos pueden tener escalones en ambos lados de la parte inferior correspondiente (ver fig 3.1 c). En ocasiones, los muros con paramento vertical externo son



preferidos por motivos funcionales o decorativos; sin embargo, desde el punto de vista estético, en general, puede decirse que resultan más adecuados los muros con escalones externos y se recomienda su uso cuando tienen una altura grande y se les debe dar una inclinación $\alpha = 6^\circ$ contra el relleno (ver fig 3.2).

En el caso de muros hechos con gaviones la superficie de empuje del terreno, corresponde al paramento interno del muro; si dicho paramento es escalonado, se considera como superficie de empuje la línea discontinua de la fig 3.2.a y con ella se calcula el ángulo β .

El peso específico unitario de un gavión depende del tamaño y forma del material de relleno, de la manera de colocar este material (mecánica o manual) y de la gravedad específica del material empleado, γ .

El material con el que se llena el gavión tiene un diámetro que varía entre los 10 y 20 cm; esto ayuda a trabajar adecuadamente con equipo mecánico y obtener un buen acomodo dentro de las canastas

El coeficiente de fricción f que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el material del suelo penetra en los huecos que dejan las piedras que constituyen el gavión; por este motivo, la fricción se efectúa entre las partículas del suelo y no entre éstas y el gavión. Lo anterior se puede comprobar revisando la parte inferior de un muro volcado a propósito.

Si el muro está colocado sobre un suelo cohesivo como la arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base en la cohesión de ella. Cuando se tiene una arcilla muy dura, se recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llevarla hasta una altura de 15 cm con grava limpia, de aproximadamente 7 cm de diámetro, bien compactada.

Para muros de gaviones que van a sostener taludes hechos con arcilla, se requiere construir un sistema de contrafuertes formados por gaviones. La separación entre contrafuertes, que es función de la humedad y cohesión del suelo, se puede conocer con ayuda de la tabla siguiente (Secretaría de Obras Públicas, Colombia).

Tipo de suelo	Humedad en porcentaje	Cohesión en kg/cm^2	Separación entre contrafuertes
Arcilla muy blanda	40	21	4
Arcilla blanda	35	28	5
Arcilla semidura	33 - 30	42 - 56	6 - 7
Arcilla dura	27 - 25	70 - 106	8 - 9



El inicio de los contrafuertes va desde la cara exterior del muro hasta un punto localizado al menos 2 m dentro de la línea de falla del talud.

Los contrafuertes contribuyen a disminuir el empuje hidrostático al drenar el material. En el diseño de un muro de contención cuya altura no sobrepase los 6 m, el cálculo del empuje de tierra no debe hacerse de manera muy precisa, y más bien se recomienda que ello se haga con métodos semiempíricos: En la fig 3.7 se presenta un procedimiento gráfico para determinar dichos empujes. Al igual que en otros casos, se sugiere que la cimentación de los muros de sostenimiento se haga por debajo de la línea de falla cuando el suelo esté constituido por arenas o por arcillas arenosas.

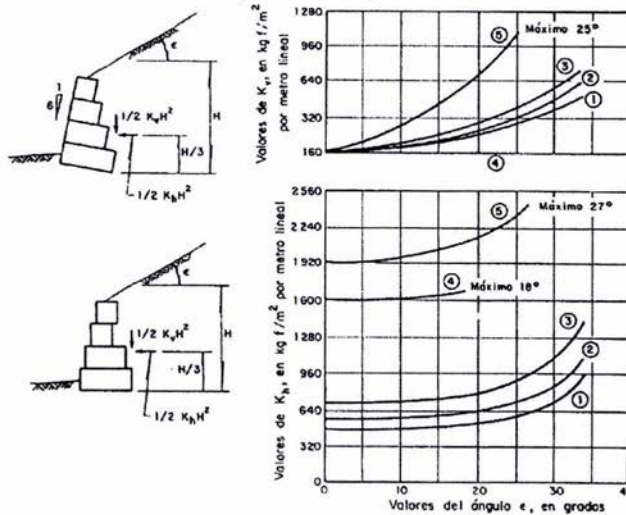
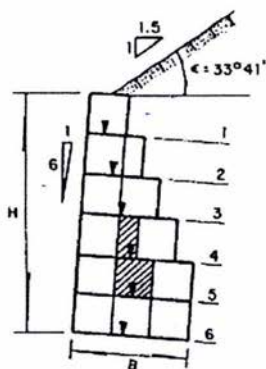


Fig 3. 7 Empuje de tierra para el diseño de muro de retención

1. Arena limpia o grava GW, GP, SW, SP *
2. Arena o grava sucia de baja permeabilidad: GM, GM-GP, SM, SM, SM-SP*
3. Limos y arcillas residuales duros, arena fina limosa: CI, MI, CH, MH, SM, SC, GC*
4. Arcilla blanda o muy blanda, arcilla limosa, timos orgánicos: CL, ML, OL, CH, MH, OH*
5. Arcilla compacto o medianamente compactada, depositada en trozos y protegida contra la infiltración; CL, CH*

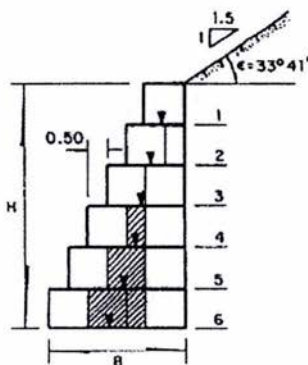
Para los materiales del tipo 1, los cálculos se efectúan con un valor de $H=1.20\text{m}$, menor que la resultante se considera aplicada a una altura ($H-1.20$) por encima de lo base.

Para los suelos tipo 1 y 2, incluidos en la fig 3.9, se propone usar las figs 3.8 y 3.9 para determinar los muros que ayudarán a sostener dicho tipo de suelos. Se utilizó un peso específico unitario del gavión de 1760 kg/m^3 y el material de relleno también tiene dicho peso; si el material para llenar las canastas no tiene ese peso, no pueden emplearse las figuras mencionadas.



a) Pared exterior con talud

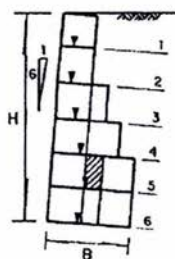
Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta



b) Pared exterior escalonada

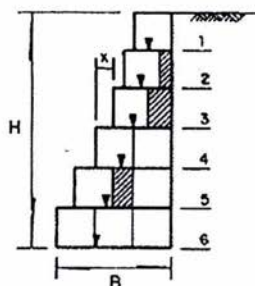
Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3.5	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

fig. 3.8 Diseño de los muros de retención



a) Pared exterior con talud 1:6

Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1	
3	3	1.5	
4	4	2	
5	5	2.5	
6	6	2.5	La porción sombreada en el nivel 5 no requiere canasta



b) Pared exterior escalonada

Nº de niveles	H (m)	B (m)	x	Notas
1	1	1.0		
2	2	1.3	0.30	
3	3	1.6	0.30	La porción sombreada en el nivel 2 no requiere canasta
4	4	2.0	0.40	Las porciones sombreadas en los niveles 2 y 3 no requieren canasta
5	5	2.5	0.50	Usar contrafuertes c/3m en el nivel 4. Ver notas nivel 4
6	6	3.0	0.50	Ver notas para los niveles 4 y 5

Notas:

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierra

Estos diseños son para relleno con suelos tipo 1 y (fig. 3.7)

fig. 3.9 Diseño de muros de retención.

Estos muros se diseñaron para que la resultante de las fuerzas cayera dentro del tercio medio de base, y el factor de seguridad contra el volteo tuvo un valor mínimo de 2. La seguridad contra el volteo se tiene cuando la presión sobre el suelo que está debajo de la base no excede a la capacidad de soporte de dicho suelo. Los muros de las figs 3.8 y 3.9 son seguros para suelos con capacidad de carga de 10 t/m².

Las tablas incluidas en las figuras 3.8 y 3.9 proporcionan las dimensiones para muros construidos en capas de 1 m de altura; los valores para alturas intermedias se obtienen reduciendo el espesor de la base a la mitad (0.5 m) o bien disminuyendo la altura del nivel superior hasta los 0.3 m.

El gavión colocado en la cimentación de un muro con pared interior escalonada no puede tener un espesor menor de 0.5 m, debido a que los gaviones delgados son muy flexibles y, como consecuencia resultan inadecuados para transmitir las cargas al suelo.

Para el cálculo de un muro de retención deben considerarse las siguientes fuerzas:

- 1.- Peso propio del muro.
- 2.- Presión del relleno contra el respaldo del muro.
- 3.- La componente normal de las presiones en la cimentación.
- 4.- La componente horizontal de las presiones en la cimentación.
- 5.- La presión de la tierra contra el frente del muro.
- 6.- Fuerzas de puente [en el caso de que fuera estribo de puente].
- 7.- Sobrecargas actuales sobre el relleno.
- 8.- Fuerzas de filtración y otras provocadas por el agua.



- 9.- Las subpresiones.
- 10.- La vibración.
- 11.- El impacto de fuerzas.
- 12.- Los sismos.
- 13.- la acción de las heladas.
- 14.- las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno-

Aplicación

Se verificará la estabilidad de un muro de retención a base de gaviones (como se muestra en la fig. 10), siendo el peso específico de la piedra de relleno para los gaviones de 2.45 t/m^3 y las características del terreno $\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 28^\circ$ y $C = 0 \text{ t/m}^3$. El suelos de la base es de arcilla arenosa con capacidad de carga de 2 kg/cm^2 y $\varphi = 26^\circ$. El muro tiene una inclinación de $\alpha = 6^\circ$ y una altura total media paralelamente a la cara externa de la estructura de 5.0 m . El talud sobre el muro es horizontal y requiere una sobrecarga de 4.0 t/m^3 .

Datos generales

- Piedra

$$\gamma_s = \gamma_p = 2.45 \text{ t/m}^3$$

- Relleno

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 28^\circ$$

$$C = 0 \text{ t/m}^3$$

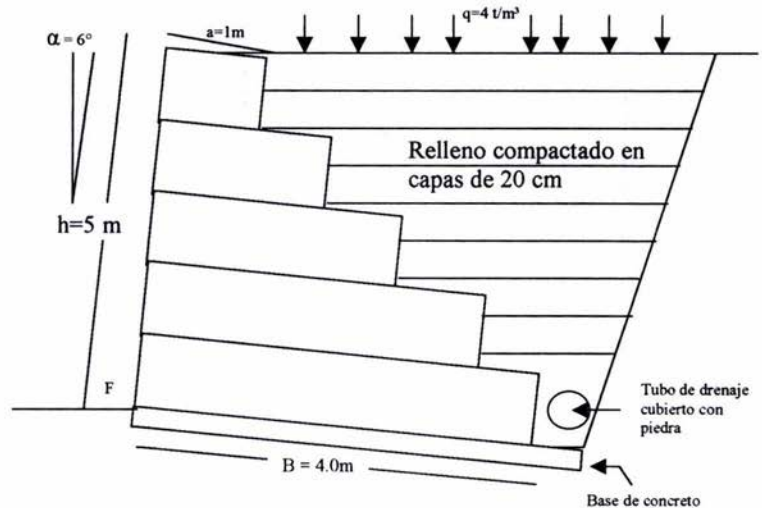
- Arcilla arenosa

$$q_c = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi = 26^\circ$$

- Sobre carga

$$q = 4.0 \text{ t/m}^3$$



a) Calculo del empuje.

- Angulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

Datos:

$$h = 5.0 \text{ m}$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$a = 1.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$



$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha$$

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{5}{4-1} \right) \right] + 6^\circ = 65.04^\circ$$

➤ Coeficiente de empuje activo

Datos:

$$\varphi = 28^\circ$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

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

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(65.04 + 28)}{\text{sen}^2 65.04 \text{sen}(65.04 - 30) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(28 + 30) \text{sen}(28 - 0)}{\text{sen}(65.04 - 30) \text{sen}(65.04 - 0)}} \right]^2} = 0.601$$

➤ La altura H es igual

Datos:

$$h = 5.0 \text{ m}$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$a = 1.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$H = [h + (B+a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$$H = [5 + (4+1) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 5.49 \text{ m}$$

➤ Empuje E_a

Datos:

$$q = 4.0 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0 \text{ t/m}^3$$

$$K_a = 0.601$$

$$H = 5.49 \text{ m}$$

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

$$h_s = \frac{4}{1.6} = 2.5 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a \frac{1}{2} CH$$



$$E_a = \frac{1}{2} (0.601)(1.6)(5.49)^2 \left[1 + \frac{2(2.5)}{5.49} \right] - 2(0.601)^{\frac{1}{2}} (0)(5.49) = 27.68 \text{ t/m}$$

➤ Punto de aplicación

$$H = 5.49 \text{ m}$$

$$h_s = 2.5$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \operatorname{sen} \alpha$$

$$d = \frac{5.49}{3} \left[\frac{5.49 + 3(2.5)}{5.49 + 2(2.5)} \right] - 4 \operatorname{sen} 6 = 1.85 \text{ m}$$

b) Estabilidad

1.- Verificación de la seguridad contra deslizamiento.

➤ Componentes vertical y horizontal

Datos:

$$E_a = 27.68$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\beta = 65.04^\circ$$

$$E_v = E_a \operatorname{sen}(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_v = 27.68 \operatorname{sen}(90^\circ + 30 - 65.04) = 22.66 \text{ t/m}$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = 27.068 \cos(90^\circ + 30 - 65.04) = 15.89 \text{ t/m}$$

➤ Peso específico de los gaviones es de

Datos:

$$\gamma_s = 2.45$$

$$n = 0.30 \text{ (especificaciones)}$$

$$\gamma_g = \gamma_s(1 - n) = 2.45(1 - 0.30) = 1.715 \text{ t/m}^2$$



- Peso del muro, por unidad de ancho, apoyarse en la fig. 3.10

Datos:

$$\gamma_g = 1.715 \text{ t/m}^2$$

$$A = \text{área de la sección} = 13.5 \text{ m}^2$$

$$W = A \gamma_g = (13.5)(1.715) = 23.15 \text{ t}$$

- Coeficiente de deslizamiento

Datos:

$$W = 23.15 \text{ t}$$

$$E_v = 22.66 \text{ t/m}$$

$$E_h = 15.89 \text{ t/m}$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\beta = 65.04^\circ$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$C = 0$$

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \text{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \text{sen} \alpha + CB}{E_h \cos \alpha}$$

$$C_D = \frac{[(23.15 + 22.66) \cos 6 + 15.89 \text{sen} 6] \tan 28 + (23.15 + 22.66) \text{sen} 6 + 0}{15.89 \cos 6} = 1.9$$

el valor de C_D es mayor que 1.5; por lo tanto, se cumple la especificación, es decir no se produce deslizamiento del muro de retención.

2.- Verificación de seguridad contra volteo.

- Momento de volteamiento

Datos:

$$E_h = 15.89 \text{ t/m}$$

$$d = 1.85 \text{ m}$$

$$M_v = E_h d = (15.89)(1.85) = 29.39 \text{ t-m/m}$$

- Distancia horizontal entre el punto de volteamiento "F" y el punto de aplicación del empuje activo.



Datos:

$$H = 5.49 \text{ m}$$

$$h_s = 2.5$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$\beta = 65.04^\circ$$

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

$$S' = 4 \cos 6 - \frac{5.49}{3} \left[\frac{5.49 + 3(2.5)}{5.49 + 2(2.5)} \right] \frac{1}{\tan 65.04} = 2.916 \text{ m}$$

➤ El punto de aplicación se localiza en

Datos:

$$X_g = 1.78 \text{ m (valor obtenido gráficamente)}$$

$$Y_g = 2.12 \text{ m (valor obtenido gráficamente)}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \text{ Sen } \alpha$$

$$S'' = 1.78 \cos 6 + 2.12 \text{ Sen } 6 = 1.99 \text{ m}$$

➤ Momento resistente

Datos:

$$W = 23.15 \text{ t}$$

$$E_v = 22.66 \text{ t/m}$$

$$S'' = 1.99 \text{ m}$$

$$S' = 2.916 \text{ m}$$

$$M_r = 23.15(2.916) + 22.66(1.99) = 112.59 \text{ t-m/m}$$

➤ Coeficiente de volteamiento.

Datos:

$$M_r = 112.59 \text{ t-m/m}$$

$$M_v = 29.39 \text{ t-m/m}$$

$$C_v = \frac{112.59}{29.39} = 3.8$$

como el valor de $C=3.8$ calculado es mayor de 1.5, por lo tanto, el muro de retención, se considera estable



3.- Verificación de las tensiones en el suelo

- Resultantes de las fuerzas normales

Datos:

$$W = 23.15 \text{ t}$$

$$E_v = 22.66 \text{ t/m}$$

$$E_h = 15.89 \text{ t/m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$N = (W + E_v)\cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

$$N = (23.15 + 22.66)\cos 6 + 15.89 \sin 6 = 47.22 \text{ t/m}$$

- Excentricidad de la resultante

Datos:

$$N = 47.22 \text{ t/m}$$

$$M_r = 112.59 \text{ t-m/m}$$

$$M_v = 29.39 \text{ t-m/m}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right]$$

$$e = \frac{4}{2} - \left[\frac{112.59 - 29.39}{47.22} \right] = 0.238 \text{ m}$$

la resultante cae dentro del nucleo central, es decir, se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que

$$e < B/6; \text{ por lo tanto, se tiene } 0.23 < 0.66 \text{ m}$$

- Los esfuerzos valen

Datos:

$$B = 4 \text{ m}$$

$$N = 47.22 \text{ t/m}$$

$$e = 0.238 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{47.22}{4} \left[1 + \frac{6(0.238)}{4} \right] = 12.23 \text{ t/m} = 1.22 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{47.22}{4} \left[1 - \frac{6(0.238)}{4} \right] = 11.38 \text{ t/m} = 1.13 \text{ kg/m}$$



4.- Verificación de una sección intermedia

La verificación de las secciones intermedias, se realiza del mismo modo, como se realizó en los pasos anteriores, pero con la restricción de despreciar el gavión de la base, para que el gavión de arriba sea la nueva base es decir "B" y la altura también disminuye a 4 m en vez de 5 m debido a que se esta considerando gaviones estándar de 1 m de altura, así se podrá revisar todas las secciones intermedias del muro, añadiéndole las revisiones que se explicaron en este capítulo en la parte III.1.5 para poder obtener así, la cohesión del gavión, los esfuerzos normales y tangenciales admisibles al igual que, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión, para luego compararlos.

Datos generales

- Piedra

$$\gamma_s = \gamma_p = 2.45 \text{ t/m}^3$$

- Relleno

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$C = 0 \text{ t/m}^3$$

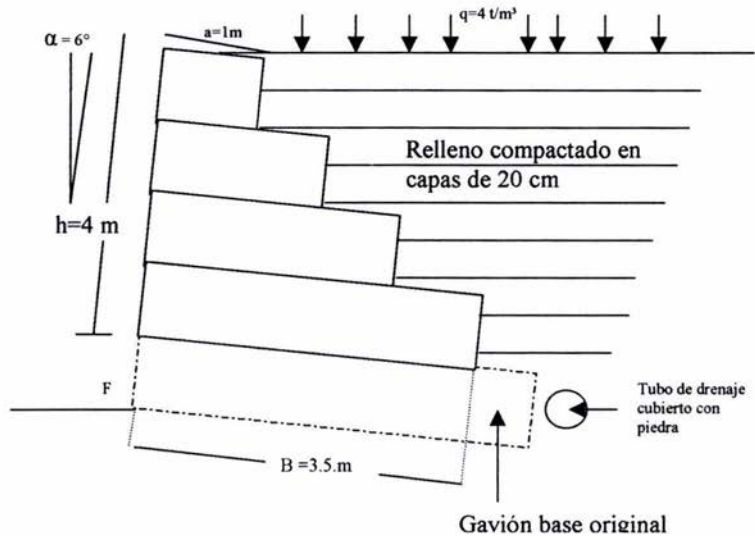
- Arcilla arenosa

$$q_c = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 26^\circ$$

- Sobre carga

$$q = 4.0 \text{ t/m}^3$$



b) Calculo del empuje.

➤ Angulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

Datos:

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$a = 1.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha$$



$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{4}{3.5 - 1} \right) \right] + 6^\circ = 64^\circ$$

➤ Coeficiente de empuje activo

Datos:

$$\varphi = 28^\circ$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$
$$K_a = \frac{\text{sen}^2(64 + 28)}{\text{sen}^2 64 \text{sen}(64 - 30) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(28 + 30) \text{sen}(28 - 0)}{\text{sen}(64 - 30) \text{sen}(64 - 0)}} \right]^2} = 0.688$$

➤ La altura H es igual

Datos:

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$a = 1.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$H = [h + (B+a)\tan \alpha] \cos \alpha$$

$$H = [4 + (3.5 + 1)\tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.44 \text{ m}$$

➤ Empuje E_a

Datos:

$$q = 4.0 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0 \text{ t/m}^3$$

$$K_a = 0.688$$

$$H = 4.44 \text{ m}$$

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

$$h_s = \frac{4}{1.6} = 2.5 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a \frac{1}{2} CH$$



$$E_a = \frac{1}{2}(0.688)(1.6)(4.44)^2 \left[1 + \frac{2(2.5)}{4.44} \right] - 2(0.688)^2(0)(4.44) = 23.06 \text{ t/m}$$

➤ Punto de aplicación

$$H = 4.44 \text{ m}$$

$$h_s = 2.5$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \operatorname{sen} \alpha$$

$$d = \frac{4.44}{3} \left[\frac{4.44 + 3(2.5)}{4.44 + 2(2.5)} \right] - 4 \operatorname{sen} 6 = 1.45 \text{ m}$$

b) Estabilidad

1.- Verificación de la seguridad contra deslizamiento.

➤ Componentes vertical y horizontal

Datos:

$$E_a = 23.06$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\beta = 64^\circ$$

$$E_v = E_a \operatorname{sen}(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_v = 23.06 \operatorname{sen}(90^\circ + 30 - 64) = 19.11 \text{ t/m}$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = 23.06 \cos(90^\circ + 30 - 64) = 12.89 \text{ t/m}$$

➤ Peso específico de los gaviones es de

Datos:

$$\gamma_s = 2.45$$

$$n = 0.30 \text{ (especificaciones)}$$

$$\gamma_g = \gamma_s(1 - n) = 2.45(1 - 0.30) = 1.715 \text{ t/m}^2$$



- Peso del muro, por unidad de ancho, apoyarse en la fig. 3.10

Datos:

$$\gamma_g = 1.715 \text{ t/m}^2$$

$$A = \text{área de la sección} = 9.5 \text{ m}^2$$

$$W = A \gamma_g = (9.5)(1.715) = 16.29 \text{ t}$$

- Coeficiente de deslizamiento

Datos:

$$W = 16.29 \text{ t}$$

$$E_v = 19.11 \text{ t/m}$$

$$E_h = 12.89 \text{ t/m}$$

$$\delta = 30^\circ$$

$$\beta = 64^\circ$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$C = 0$$

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + CB}{E_h \cos \alpha}$$

$$C_D = \frac{[(16.29 + 19.11) \cos 6 + 12.89 \operatorname{sen} 6] \tan 28 + (16.29 + 19.11) \operatorname{sen} 6 + 0}{12.89 \cos 6} = 1.8$$

el valor de C_D es mayor que 1.5; por lo tanto, se cumple la especificación, es decir no se produce deslizamiento del muro de retención.

2.- Verificación de seguridad contra volteo.

- Momento de volteo

Datos:

$$E_h = 12.89 \text{ t/m}$$

$$d = 1.45 \text{ m}$$

$$M_v = E_h d = (12.89)(1.45) = 18.69 \text{ t-m/m}$$

- Distancia horizontal entre el punto de volteo "F" y el punto de aplicación del empuje activo.



Datos:

$$H = 4.44 \text{ m}$$

$$h_s = 2.5$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$\beta = 64^\circ$$

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

$$S' = 3.5 \cos 6 - \frac{4.44}{3} \left[\frac{4.44 + 3(2.5)}{4.44 + 2(2.5)} \right] \frac{1}{\tan 64} = 2.567 \text{ m}$$

➤ El punto de aplicación se localiza en

Datos:

$$X_g = 1.625 \text{ m (valor obtenido gráficamente)}$$

$$Y_g = 2.0 \text{ m (valor obtenido gráficamente)}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \operatorname{Sen} \alpha$$

$$S'' = 1.625 \cos 6 + 2.0 \operatorname{Sen} 6 = 1.825 \text{ m}$$

➤ Momento resistente

Datos:

$$W = 16.29 \text{ t}$$

$$E_v = 19.11 \text{ t/m}$$

$$S'' = 1.825 \text{ m}$$

$$S' = 2.567 \text{ m}$$

$$M_r = 16.29(2.567) + 19.11(1.825) = 76.69 \text{ t-m/m}$$

➤ Coeficiente de volteo.

Datos:

$$M_r = 76.69 \text{ t-m/m}$$

$$M_v = 18.69 \text{ t-m/m}$$

$$C_v = \frac{76.69}{18.69} = 4.1$$

como el valor de $C=4.1$ calculado es mayor de 1.5, por lo tanto, el muro de retención no se volteará.



3.- Verificación de las tensiones en el suelo

- Resultantes de las fuerzas normales

Datos:

$$W = 16.29 \text{ t}$$

$$E_v = 19.11 \text{ t/m}$$

$$E_h = 12.89 \text{ t/m}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$N = (W + E_v)\cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

$$N = (16.29 + 19.11)\cos 6 + 12.89 \sin 6 = 36.55 \text{ t/m}$$

- De la ec. 3.18 e, el momento actuante en la sección de análisis es igual a

$$M = M_r - M_v = 76.69 - 18.69 = 58 \text{ t-m/m}$$

- Excentricidad de la resultante

Datos:

$$N = 36.55 \text{ t/m}$$

$$M_r = 76.69 \text{ t-m/m}$$

$$M_v = 18.69 \text{ t-m/m}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right]$$

$$e = \frac{3.5}{2} - \left[\frac{76.69 - 18.69}{36.55} \right] = 0.163 \text{ m}$$

la resultante cae dentro del nucleo central, es decir, se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que

$$e < B/6; \text{ por lo tanto, se tiene } 0.163 < 0.58 \text{ m}$$

- De la ec. 3.18 c, el ancho de la sección que está trabajando a la compresión es

$$X = \frac{0.5B - e}{0.4} = \frac{(0.5 * 3.5) - 0.163}{0.4} = 3.96 \text{ m}$$

- De la ec. 3.18 b, la resultante de las fuerzas tangenciales que actúa en la sección de análisis es igual

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v)\sin \alpha = 15.89 \cos 6 - (23.15 + 22.66)\sin 6 = 11.01 \text{ t/m}$$



- De la ec. 19 a, el ángulo de fricción interna de los gaviones vale

$$\varphi^* = 25 \gamma_g - 10 = (25 \times 1.6) - 10 = 30^\circ$$

- De la ec. 3.19 b, la cohesión (el agarre) del gavión vale

$$C_g = 10 (0.03 P_s - 0.05) = 10(0.03 \times 8.6 - 0.05) = 2.08 \text{ t/cm}^2$$

- De la ec. 19, el esfuerzo normal y tensión tangencial admisible valen

$$\sigma_{adm} = 50 \gamma_g - 30 = (50 \times 1.715) - 30 = 55.75 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \varphi^* + C_g = (36.55/3.5) \tan 30 + 2.08 = 8.11 \text{ kg/m}^2$$

- De las ecs. 3.18, el esfuerzo a la compresión y la tensión tangencial en la sección de análisis son iguales

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{0.8X} = \frac{36.55}{0.8 \times 3.96} = 11.53 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{T}{B} = \frac{11.01}{3.5} = 3.14 \text{ t/m}^2$$

- Los esfuerzos valen

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{0.8X} < \sigma_{adm} = 50 \gamma_g - 30$$

$$\mathbf{11.53 \text{ t/m}^2 < 55.75 \text{ kg/m}^2}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{T}{B} < \tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \varphi^* + C_g$$

$$\mathbf{3.14 \text{ t/m}^2 < 8.11 \text{ kg/m}^2}$$

ESTOS RESULTADOS CUMPLEN LA ESPECIFICACION, ES DECIR, NO REBASA LOS ESFUERZOS NORMAL Y TANGENCIAL ADMISIBLES



III. 2. PROCESO DE INSTALACIÓN DEL GAVIÓN



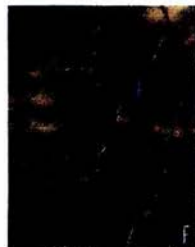
La herramienta necesaria para la instalación del gavión es la siguiente: Guantes de Carnaza, Pinzas de Corte No. 9, Cizalla No. 12, Gancho Fierro, Tenazas.



Comience primero por desempacar el gavión, una vez libre de flejes, comience por extenderlo para armarlo.



Utilizando los alambres galvanizados clase III, que es de la misma calidad que emplea el gavión de refuerzo de las aristas, unirlos para formar la caja, así como para fijar los diafragmas o separadores interiores. cuidando que el diafragma quede en la misma escudaría de la malla en que esta colocado.



La unión de las aristas debe de estar bien reforzada, para esto utilizamos alambre galvanizado clase III 13.5. la forma de coser es haciendo un hilván sencillo, y a cada 10 o 15 cms hacer uno doble, con una vuelta ahorcando el alambre. este tipo de alambre se utiliza en las cuatro esquinas del gavión, para unir los diafragmas .al cuerpo de la malla se usa un amarre sencillo, solamente fijando el diafragma al cuerpo del gavión.



Una vez que tenemos el gavión armado en vacío, procedemos a colocarlo en sitio, se recomienda hacer tendidos de los gaviones que se calculen llenar en el jornal, en este momento se unen todos entre sí, primero con puntos de amarre como los utilizados para amarrar fierro en la construcción, y posteriormente se efectúa un cosido igual al de las aristas, esto es muy importante, ya que de esta manera tendremos la unión requerida para



hacer una obra monolítica.



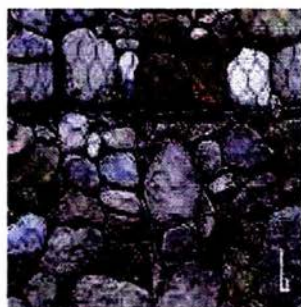
Antes de rellenarlos, por razones técnicas y estéticas es muy importante tensar el gavión. Ya que así se comprueba si no existen deficiencias en la unión, se logra optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.



Procedemos al llenado del gavión, utilizando para ello piedra que puede ser de canto rodado ó de explotación, además de ser caliza sana no intemperizable con una granulometría recomendable de 4" a 8" de diámetro y un peso específico de 2300 a 2500 kg/m³. La piedra debe ir acomodada de tal forma que se evite al máximo el número de huecos, para dar el mayor peso específico a la obra en cuestión. Se recomienda respetar la capacidad del gavión, ya que una de las fallas habituales consiste en sobre llenar los gaviones, motivando la mal formación de los mismos y además utilizando de más (desperdiando) material de relleno.



De acuerdo al volumen o rapidez de la obra, el relleno puede realizarse manual ó mecánico.



En los gaviones de un metro de sección se recomienda el uso de tensores que se hacen con el mismo alambre que se utiliza en el cosido. Se colocan dos tensores por metro lineal, pasando el alambre de una cara del gavión a la opuesta,



cuidando que el tensor pase por lo menos por dos escudarias de la malla. Se requieren dos capas de tensores, una a un tercio del llenado y la otra a dos tercios, conforme se va relleno con la piedra. Durante el relleno, es muy importante que éste sea compacto.



Al finalizar el relleno, para cerrar las tapas se auxilia con una barra de línea para hacer palanca y que la tapa llegue a la cara del gavión, se hacen puntos de amarre (grapas) a cada 30 cms. Aproximadamente con las tenazas ó barra de uña y enseguida se cose a todo lo largo del gavión, para los diafragmas solo se utilizan los puntos de amarre, para fijar la tapa, sin hacer el cosido continuo.



Terminado el primer nivel de gavión, repita el proceso, coloque el siguiente nivel únalo firmemente con el de abajo para después grapar e hilvanar.

REQUERIMIENTOS DE PERSONAL

Una cuadrilla para la instalación del gavión, se compone habitualmente de 12 peones, distribuida en la siguiente forma:

DISTRIBUCION DE CUADRILLA PARA GAVION	
12 PERSONAS	
	DESEMPACADO Y ARMADO
	COLOCACION EN SITIO Y ALINEACION
	RELLENO A MANO
	CERRAR DE TAPAS

- ✖ 2 peones en desempaque y armado.
- ✖ 2 peones colocando el gavión en sitio y cosiendolos.
- ✖ 6 peones llenando los gaviones y colocando tensores
- ✖ 2 peones cerrando las tapas.



Con esta cuadrilla, terreno afinado y materiales a pie de obra, podemos obtener un rendimiento de 36 m³ por jornal

REQUERIMIENTOS DE HERRAMIENTA PARA UNA CUADRILLA

- ✖ 1 zapapico.
- ✖ 1 pala cuadrada.
- ✖ 6 pinzas de corte no.9 (electricista).
- ✖ 2 ganchos de fierro.
- ✖ 1 barra de línea de 60 cms.

III. 3. Pruebas de laboratorio

Los gaviones dan una alternativa de soluciones que han sido comprobadas a lo largo de su experiencia más que centenaria en el control de la erosión y protección ambiental y constantemente verificadas, con ensayos, en laboratorios de renombre internacional como: Delft Hydraulics Laboratory, Sogreah Ingénieurs Conseils, Universidad de Bologna, Colorado State University, University of New South Wales, INCYTH (Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídrica) actual INA, INTI (Instituto Nacional de Tecnología Industrial) e IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), entre otros.

Estos ensayos y pruebas permiten crear nuevas soluciones y mejorar las existentes. Posibilitan además elaborar teorías y programas de cálculo para la utilización de las soluciones.

➤ *Especificaciones de los Materiales.*

Resistencia, durabilidad y seguridad son los principales requisitos que los materiales empleados para una estructura de suelo reforzado deben poseer. Tales materiales deben ofrecer garantías especiales para la:

Protección contra la corrosión debido a:

- Agresividad del suelo y/o del agua;
- Fenómenos de corrientes galvánicas;
- Agentes atmosféricos;

Seguridad contra daños provocados por:

- Acciones mecánicas generadas por los esfuerzos de compactación del suelo;
- Incendio;
- Acciones de animales o vandalismo;



Capacidad de resistencia de las armaduras de refuerzo y del paramento externo.

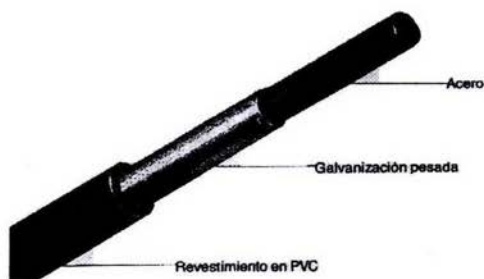
➤ Armadura y Paramento Externo.

Los gaviones son capaces de satisfacer completamente todas las exigencias antes mencionadas. Son fabricados con malla hexagonal metálica de doble o triple torsión tipo 8x10 (conforme NBR 10514 y UNI 8018) que, además de tener elevados valores de resistencia a la tensión (47 kN/m sin sufrir cambio significativo en sus propiedades), impide la propagación de destejidos en caso de rotura accidental de uno o más alambres de la red. Los paños de malla presentan bordes con alambres de diámetro superior a los que componen la malla que es enrollada mecánicamente a estos.

➤ Galvanizado y Revestimiento con PVC.

Todos los alambres utilizados en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de costura, efectuadas con alambre de diámetro interno no inferior a 2,2 mm, galvanizado la masa del recubrimiento debe determinarse conforme a lo especificado en la norma mexicana NMX-H-014 y el revestido con PVC o con puntos metálicos de diámetro 3,00 mm en acero inoxidable (cuando sea disponible el equipamiento y material específico) debe medirse con un micrómetro el diámetro del alambre, el espesor del recubrimiento metálico y con recubrimiento de PVC y el diámetro medido del alambre con recubrimiento metálico, dividido entre dos, responden a las más severas normas internacionales (UNI 3598, BS 1052/80, AFNOR NF A 91-131 clase C, DIN 1348-70, ASTM-A 641-82 clase 3, ABNT NBR 8964). Además dichos alambres reciben una fuerte recubrimiento galvanizado para su protección contra la corrosión (ABNT NBR 8964, UNI 8018/79, ASTM-A 641-82, BS443-82, AFNOR NF A 91-131 clase C, DIN 548-70).

Y son recubiertos, posteriormente a la galvanización pesada, por una capa de PVC con espesor nominal de aproximadamente 0,5 mm.



Las características constructivas y de resistencia adjudicadas al envejecimiento del PVC empleado responden a normas internacionales sobre el gavión. Son presentadas, a continuación, las características más significativas del PVC:



- Coloración gris: RAL 7037 según ASTM D 1482-57T.
- Peso específico: comprendido entre 1,30 Y 1,35 kg/cm^3 , según método de prueba ASTM D 792-91.
- Dureza: comprendida entre 50 y 60 estribo D, según método de prueba ASTM D2240-91.
- Carga de rotura: superior a 210 kg/cm^2 , según método ASTM D 412-92.
- Resistencia a la tensión: Superior a 200% e inferior a 280%, según método de prueba ASTM D 412-92.
- Pérdida de peso: menor que 5% después de 240 horas a 105°C, según ASTM D 2287-92.
- Cenizas residuales: menor que 2%, según ASTM D 2124-62T.
- Resistencia a la fricción: pérdida de volumen inferior a 0,3 cm^3 según ASTM D 1242-56(75). Método de prueba A.

Las pruebas específicas de envejecimiento acelerado son:

- Niebla salina: período de prueba = 1500 h, método de prueba ASTM B 117-90.
- Exposición a los rayos UV: período de prueba = 2000h a 63°C, método de prueba ASTM D 1499-92 Y ASTM G 23-93 equipamiento tipo E.
- Exposición a altas temperaturas: período de prueba = 24h a 105°C, método de prueba ASTM D 1203-89 de acuerdo con ASTM D 22287-92.
- Fragilidad a la temperatura = encogimiento en el frío, inferior a -30°C, según método de prueba BS 2782-104A; flexible en el frío, inferior a + 15°C, según método de prueba BS 2782-151A-84.

El material plástico será considerado adecuado si después de tales pruebas, con respecto a sus características iniciales, presenta las variaciones relacionadas a continuación:

- No presenta rayaduras, escoriaciones y burbujas y además no presenta apreciables variaciones de color.
- Peso específico: variaciones no superiores al 6%.
- Dureza: variación no superior al 10%.
- Carga de rotura y alargamiento: variaciones inferiores al 25%.



- Abrasión: variación inferior al 10%.
- Temperatura de fragilidad: encogimiento en el frío, inferior a -20°C , flexible en el frío, inferior a $+18^{\circ}\text{C}$.

La presencia de un alambre con alma de acero y el tipo especial de PVC utilizado, confieren una excelente resistencia al fuego, contrariamente a lo que sucede con otros productos totalmente sintéticos, que se destruyen completamente en caso de incendios.

Además, el recubrimiento del alambre por el PVC, impide la conductibilidad eléctrica, proveyendo la seguridad necesaria contra los fenómenos de corrosión provocados por las corrientes galvánicas.

La resistencia a lo largo del tiempo de este tipo de material está ampliamente demostrada y comprobada por las numerosas experiencias, con excelentes resultados, de estructuras en gaviones y/o colchones, confeccionados en malla hexagonal de doble torsión galvanizada y revestida con PVC, utilizada en ambientes marinos o en medios químicamente agresivos.



El laboratorio de una de las fábricas durante una de las fases de control de calidad del alambre.

➤ *Relleno Estructural*

El relleno estructural deberá ser constituido por suelo de buena calidad (granular y bien seleccionado), con ángulo de fricción y permeabilidad elevados, y sobretodo que mantenga sus características a lo largo del tiempo.

La ejecución y la compactación del relleno es efectuada empleando las técnicas, equipamientos y mano de obra tradicionales de acuerdo con las especificaciones locales para construcción de terraplenes.

En base a los resultados obtenidos en las pruebas ejecutadas en el Transport & Research Laboratory (D.O.T. -U K) y en Chicago (EUA) por la FHWA (Federal Highway



Administration, 1989), se identificó un campo de valores granulométricos mínimos y máximos aconsejables para el relleno estructural.

Los valores de granulometría examinados van desde los materiales más finos, con granulometría inferior o igual a 0,02mm (porcentaje no superior al 10%), a piedras de mayores dimensiones (hasta 200 mm).

Son todavía admisibles granulometrías mayores (próximas a los 200 mm), en estos casos se hace oportuno introducir un factor adicional de seguridad para la malla previendo y considerando posibles daños en el revestimiento de PVC.

La porosidad del gavión "n", que varía entre 0.30 y 0.40 en función de la curva granulométrica de las piedras, de cantera o canto rodado, y de su naturaleza lítica. La dimensión más adecuada de las piedras es la comprendida entre una y dos veces la dimensión D de la malla de la red (abertura de las torsiones de la malla), esto para evitar la salida de las piedras.

El uso de piedras de dimensiones menores permite un mejor y más económico ajuste del relleno, una mejor distribución de los esfuerzos y una mejor adaptabilidad a las deformaciones de la estructura.

En pruebas realizadas con materiales de diferentes formas y tamaños se ha encontrado que al utilizar una porosidad del 30 por ciento en el cálculo del peso específico unitario de un gavión lleno da buenos resultados.

El empleo de materiales con bajo porcentaje de piedras superiores a los 100 mm (10 a 15% como máximo) es de cualquier manera desaconsejable, también por el hecho que necesitan cuidados especiales que tornan a los trabajos de compactación, muy difíciles y costosos.

La utilización de materiales granulares seleccionados con las especificaciones mencionadas al principio, garantizan las características de anclaje de la malla incluso en los casos de variación de la humedad del suelo.

En esta hipótesis es posible, de una forma general, obtener después de la compactación, valores de ángulo de fricción para el relleno estructural de por lo menos 36° . De cualquier manera son admisibles materiales que no correspondan a la clasificación descrita anteriormente, pero que garanticen las características de anclaje y durabilidad de los refuerzos.

Además de eso, es oportuno evaluar la posibilidad de utilizar, para el relleno, materiales del lugar, eventualmente mezclándolos con otros de mejores cualidades (arenas, gravas, estabilizantes químicos, etc.) siempre que este sea parcialmente idóneo.



El elemento determinante para la evaluación de la resistencia y del poder de anclaje de la malla es el ángulo de fricción interna del suelo a ser utilizado en el relleno, el cual se aconseja que no sea inferior a los valores mínimos de 28 a 30°.

El material de relleno debe ser volcado y compactado en capas sucesivas con espesores no superiores a 30 cm. La compactación del relleno junto al paramento deberá ser efectuada con auxilio de compactadores manuales (placas vibratorias, etc.), el grado de compactación a alcanzar deberá estar de acuerdo con las normas especificadas para la obra.

Generalmente en la fase de diseño se asume una compactación tal, que determine una densidad mínima para el relleno, próxima a los 1800 kg/m^3 . Una compactación mayor es aconsejable cuando son previstos asentamientos, a lo largo del tiempo, que puedan actuar sobre eventuales estructuras construidas sobre el relleno.

➤ Pruebas Experimentales

Para poder definir las características de resistencia al anclaje de la malla hexagonal de doble torsión en el suelo, y al mismo tiempo el comportamiento estructural de la obra en Terramesh y gaviones, fueron efectuadas varias series de pruebas, tanto en muestras de mallas (figs. a y b), como sobre una obra de dimensiones reales (fig. c).



Fig. (a)



Fig. (b)

AUSTRALIA New South Wales. Ensayos sobre el comportamiento de las armaduras de refuerzo en malla metálica hexagonal de doble torsión insertada en varios tipos de suelo (Universidad de Gamberra)

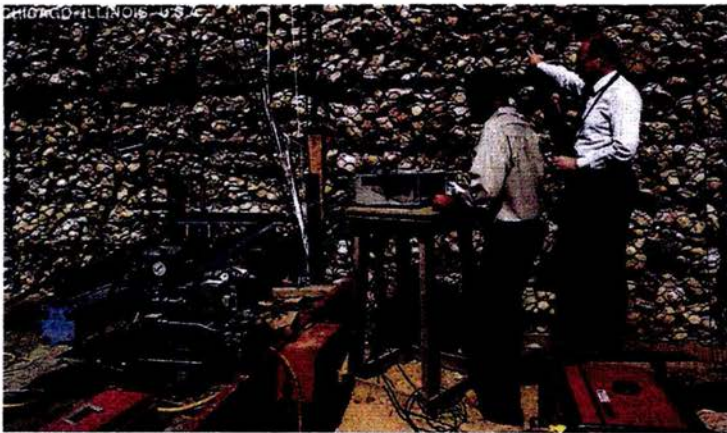


Fig. c

USA - Illinois. Prueba sobre una estructura prototipo en muros de retención a base de gaviones en campo (Federal Highway Administration - Chicago).



Las pruebas permitieron determinar los coeficientes de adherencia y de rotura característicos de la malla hexagonal de doble torsión cuando la misma está insertada en el suelo; además de verificar, a través de análisis numéricos, la confiabilidad de la metodología de cálculo y dimensionamiento propuesto.

- Propiedades mecánicas.

Resistencia a la tensión.

Las probetas de la malla de alambre, deben ser representativas de las utilizadas en el campo de construcción, así como de los materiales, geometría de las mallas y procedimientos constructivos y deben ser lo suficientemente grandes, como sea práctico para minimizar los efectos de variación. El ancho de la probeta no debe ser menor de siete veces la abertura de la malla, ni la longitud debe ser menor de catorce veces la abertura de la malla.

Las pruebas efectuadas deben efectuarse con la carga aplicada paralela a los ejes de la torsión y repetirse por separado en una probeta con la carga aplicada perpendicularmente al eje de la torsión.

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

Insertar el alambre en las mordazas de la máquina de prueba; el sistema de sujeción debe ser ajustable y libre de deslizamientos axiales de tal manera que los alambres sujetos mantengan la geometría de la malla, similar a la que se usa en campo, los alambres deben fijarse de tal manera que se eliminen las fallas en las mordazas. Las mordazas pueden dejarse sueltas hasta que se aplique la precarga, para permitir que los alambres se ajusten. Luego debe aplicarse la carga a una velocidad uniforme que no exceda el 50% de ésta ni el 3% de la resistencia última por segundo de la malla. La carga debe tomarse inicialmente como una precarga del 20% de la resistencia mínima especificada y debe pararse el viaje del cabezal de la máquina.

Las dimensiones de la malla se deben anotar en ese momento y tomarse como las dimensiones iniciales de la probeta, cuando tales dimensiones son requeridas. Después debe continuarse con la aplicación de la carga de manera uniforme, con incrementos del 10% de la resistencia mínima especificada hasta que ocurra la primera falla o fractura o un alambre en el sistema se suelte. Puede pararse el viaje del cabezal de la máquina, en cada incremento de carga o cuando ocurra un incidente de la falla del alambre, con el fin de anotar la información pertinente tal como: Carga, tipo de fractura, geometría resultante de la malla y alargamiento, así como la reducción en el diámetro del alambre.

La distorsión de la malla o cambios en longitud deben medirse con exactitud y redondearse al 0.5% más cercano en el porcentaje de alargamiento.



Prueba de desprendimiento.

Deben montarse un juego de paneles unidos, los cuales se preparan por el mismo método que se especifica para la prueba de cámara salina pero sin someterlo a la exposición de 48 horas en la cámara salina, a una máquina de tensión con mordazas que sujeten firmemente los paneles a todo lo ancho. Las mordazas deben diseñarse para que únicamente transmita fuerzas de tensión. La carga debe aplicarse a una velocidad uniforme que no exceda 220 N/s ((50 libras/s) ó (22 kg/s)), hasta que ocurra la falla.

Esta ocurre cuando alcanza la carga máxima y se observa una caída en la resistencia con las subsecuentes cargas, o cuando la abertura entre los dos alambres para aristas, sea mayor de 50 mm (2 pulgadas) en cualquier punto a lo largo del ancho del panel.

Prueba de cámara de niebla salina.

Deben unirse entre si dos paneles iguales para gavión, cada uno con un ancho de 10.5 veces la abertura de la malla a lo largo del alambre para arista, con la instalación adecuada de sujetadores para traslapes confinados de las aristas y dos alambres de malla. Un sujetador adecuadamente instalado debe reunir las siguientes características: Cada sujetador de tipo traslape, debe estar cerrado y lo extremos libres del sujetador, deben traslaparse como mínimo 25.4 mm (1 pulg); el par de paneles unidos, debe someterse a la prueba de cámara de niebla salina, conforme a la norma extranjera ASTM B 117 (Test method of salt spray fog testing), por un período no menor de 48 horas \pm 1 hr duración del ciclo.

Prueba de punzonamiento.

Una sección sin cortes de 1.82 m (6 ft) de longitud (sin refuerzo en las aristas) y no menor de 0.91 m (3 ft) de ancho (con aristas reforzadas), incluyendo todas las conexiones en las aristas reforzadas, debe tener los extremos firmes sujetos 0.91 m (3 ft) a lo largo del ancho de la muestra. Cuando el ancho de la sección a probarse excede de 0.91 m , las mordazas deben centrarse a lo largo del ancho, permitiendo que el ancho excedente caiga libremente en ambos lados de la sección sujeta.



La muestra debe someterse a una fuerza de tensión lo suficiente para causar el 10 % de estiramiento de la sección de la muestra que está entre mordazas. Después del estiramiento y durante la sujeción de la muestra, como ya se describió (o de manera sin soporte), la sección debe someterse a una carga aplicada a un área de 900 cm² (1 ft²), la cual debe estar aproximadamente al centro de la sección de la muestra, entre las mordazas y perpendicular a la dirección de la fuerza de tensión.

La muestra debe soportar, sin rupturas en cualquiera de sus alambres o de aberturas en cualquiera de los sujetadores de la malla, una carga real aplicada mediante un martinete circular.

La cabeza del martinete utilizada en la prueba debe ser circular, con un diámetro de 305 mm (12 pulg) y debe tener las orillas biseladas o redondeadas para prevenir cortes en los alambres.

➤ Resistencia de los Anclajes

En lo que respecta a las características de anclaje y resistencia de la malla hexagonal de doble torsión citados anteriormente, las pruebas fueron realizadas en Australia en la New South Wales University y en los EUA (Chicago-Illinois) dentro de un programa de investigación de la Federal Highway Administration.

En Australia las pruebas fueron efectuadas utilizando para el relleno estructural, arena fina, considerando éste el material más significativo para una primera serie de análisis. En esta hipótesis, es correcto considerar los resultados obtenidos como siendo los mismos a favor de la seguridad.

Los análisis consideran dos aspectos diferentes:

- capacidad de anclaje (pull-out test);
- valor de resistencia de la armadura;

El máximo esfuerzo que el anclaje puede garantizar vale:

$$T_a = 2A\sigma_n \tan \varphi^*$$

donde:

T_a = máximo esfuerzo de anclaje.

A = área resistente del refuerzo por unidad de longitud.

σ = compresión sobre el refuerzo.

φ^* = ángulo de fricción interna del suelo que constituye el relleno estructural.

Los análisis de los resultados confirman la hipótesis de traba de las partículas del suelo que están entre los alambres de la malla, comprobándose por lo tanto, un aumento de la resistencia.



La máxima resistencia que el refuerzo puede soportar vale:

$$T_{\text{pmáx}} = (\text{carga de rotura de la malla}) + (0,25)(\sigma_n - 20) \quad (\text{válido para } \sigma_n > 20 \text{ kPa})$$

➤ Dimensionamiento de una estructura.

Conceptos generales

Para el cálculo de una estructura, pueden ser propuestos distintos métodos más o menos conocidos en la literatura del género, obteniéndose factores de seguridad con distintos grados de aproximación.

Las pruebas demuestran que las tensiones en los refuerzos presentan un punto de máxima, y que el lugar de las tensiones máximas entre refuerzo y suelo en el plano de la sección, resulta aproximadamente una espiral logarítmica, con forma más redonda tendiendo a un arco de circunferencia en el caso de paramentos inclinados.

El punto de partida de tales curvas junto al pie de la estructura es muy próximo al paramento externo, esto se debe esencialmente a dos aspectos fundamentales que caracterizan los elementos.

1. Continuidad estructural entre el refuerzo y el paramento en gaviones, materializado por el panel de refuerzo que atraviesa el terreno, el paramento de piedras (o de suelo en el caso del Terramesh Verde), y envuelve externamente a la fachada de la estructura con un único paño de malla.

2. La relativa homogeneidad entre los materiales que constituyen el macizo Terramesh y el paramento externo. De hecho el suelo compactado y las piedras utilizadas para el relleno del paramento presentan características similares (peso propio, fricción interna, etc.), por lo tanto se caracterizan por estados de deformación comparables entre sí. Como consecuencia la propagación de tensiones en los refuerzos continua existiendo incluso cuando se pasa del terreno a las piedras que componen el paramento.

Los métodos de cálculo conocidos y presentados en la literatura pueden ser clasificados de la siguiente manera:

- A) Métodos de acuerdo con las teorías de obras de contención a gravedad (Coulomb, Rankine).
- B) Métodos de Equilibrio Límite (Bishop, Jambu, Sarma, etc.).
- C) Métodos mixtos Equilibrio Límite -plástico (ex. working stress design, etc.).
- D) Métodos de los elementos finitos.

Con relación a los métodos del tipo A, muy conocidos y difundidos en literaturas técnicas en el campo de las obras de contención, la experiencia sobre obras realizadas y las pruebas efectuadas hasta hoy, demuestran que los resultados obtenidos, adaptando estas teorías a proyectos en suelo reforzado, conducen a resultados (dimensionamientos) a favor de la seguridad y muy conservadores.



Existen por lo tanto, algunos límites de validez de tales teorías debido a la esquematización de los cálculos relativamente simples (terreno en una única camada, sin la presencia del nivel freático, suelo no cohesivo, terreno a contener con superficie constante, etc.), la estructura que deberá ser la más vertical posible ($\alpha < 5^\circ-10^\circ$) de modo que se pueda movilizar el empuje activo sobre el macizo estructural.

Por fin será necesario verificar, sobre todo en los casos de perfiles de terreno donde la estructura esté posicionada a media ladera, la estabilidad global del conjunto talud-estructura sobre la posibilidad de deslizamientos más extensos y profundos, no estando este tipo de verificación prevista en tales métodos.

Los métodos del tipo B, conocidos en la literatura técnica como métodos de equilibrio de fajas de suelos (slices methods), pueden conducir a factores de seguridad ligeramente conservadores si se los compara con las reales características de los suelos, no obstante su ventaja con respecto a los métodos del tipo A, está en el hecho que simulan los posibles mecanismos de deslizamiento (superficie circular, espiral logarítmica, etc.) de forma más realista y permiten la consideración de situaciones de carga y geometría de terrenos más complejas.

El límite de validez de tales teorías consiste en el hecho de que las superficies son examinadas en la situación de eminente colapso que por hipótesis se asume que ocurra teóricamente en el campo elástico; tal hipótesis en realidad no considera el fenómeno de plastificación del suelo y la congruencia de las deformaciones entre el terreno y refuerzo que continua verificándose en el campo plástico hasta la rotura del refuerzo.

Con relación a los métodos propuestos del tipo C existen todavía muchas limitaciones en sus hipótesis fundamentales (definición de la superficie de deslizamiento, características del suelo, etc.). Tales métodos presuponen que exista una zona crítica en el interior de la posible superficie de rotura que se plastifica y por lo tanto solicita los refuerzos en virtud de su capacidad de anclaje. En tal zona crítica viene impuesta la congruencia de las deformaciones entre suelo y refuerzo. Los algoritmos de cálculo son, en general, relativamente simples, cuando se basan en principios ya conocidos del equilibrio límite. Queda todavía profundizar la validez de las hipótesis de base sobre la compatibilidad tensiones-deformaciones en el caso de suelo de diversas características geomecánicas.

Los métodos propuestos del tipo D representan ciertamente, desde un punto de vista analítico la solución más completa y probablemente simulan el comportamiento de la estructura de manera más realista si se compara con los anteriormente expuestos. El único límite está en el hecho que es necesario para la obtención de resultados aceptables y esperados, describir el problema a ser analizado de la forma más completa posible (datos sobre el suelo, su homogeneidad, eventuales anisotropías, etc.).



La falta frecuente de datos precisos y completos, durante la fase de proyecto y la relativa complejidad de los algoritmos de cálculo desarrollados por el método (generación de reticulado, límites, etc.) hacen que, por ahora, estos métodos sean aun poco difundidos y generalmente empleados en análisis numéricos específicos (pruebas sobre modelos, etc.).

El método de cálculo propuesto en esta tesis para el dimensionamiento de una estructura a base de gaviones, con relación a la clasificación anterior, hará referencia al método de tipo A.

Sobre el método del tipo A, lo trataremos, con un poco mas de detalle en este capítulo, informamos que debe ser considerado como *indicativo*, para un dimensionamiento preliminar de una estructura, teniendo en cuenta sus límites de aplicación.

Para el método del tipo B, que no trataremos, haremos referencia particular al algoritmo desarrollado a través de un programa de cálculo específico de propiedad de la empresa en cargada de dichas pruebas en varios países llamada Maccaferri de ahí el nombre del programa MACSTARS.

Dimensionamiento preliminar de una estructura como obra de retención utilizando el programa de computo MACSTARS.

Considerando lo expuesto de los párrafos anteriores y los límites de validez del método propuesto a través del programa de computo mencionado como MACSTARS, el cálculo prevé dos tipos de análisis: El análisis de la estabilidad interna y el análisis de la estabilidad externa.

Es necesario mencionar que el análisis de cálculo de este programa de computo, utiliza los mismos principios que el método utilizado por el Instituto de Ingeniería de UNAM antes mencionado al inicio de este capítulo, por lo que en las formulas y procedimientos, solo existirán cambios de nomenclatura, para lo cual se describirá a continuación como dicho programa realiza el análisis, en que principios se basa y sus condiciones, para poder tener una mayor certeza referente ha este programa y conocer sus alcances.

Análisis de estabilidad externa.

La estabilidad externa es verificada a través del análisis de los esfuerzos externos (empuje del suelo, sobrecargas, etc.) que actúan sobre el macizo reforzado. Los cálculos prevén tres tipos de verificación:

- *Deslizamiento en el plano de la cimentación.*
- *Volcamiento del bloque reforzado.*
- *Presiones sobre el suelo de cimentación.*



Se considera el empuje del suelo igual al empuje activo y se calcula de la manera usual:

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

Donde:

γ_s = Peso específico del suelo natural.

H_v = Altura virtual del muro.

K_a = Coeficiente del empuje activo que vale:

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

φ = Angulo de fricción interna del suelo natural, en grados.

ε = Angulo de inclinación de la superficie del terreno a contener, en grados.

El empuje activo presentará una inclinación igual al ángulo ε con respecto a la horizontal. La única acción actuante será aquella provocada por la componente horizontal del empuje activo que vale:

$$\Sigma H = E_a \cos \varepsilon$$

Las acciones resistentes serán las siguientes:

$$\Sigma V = P_1 + P_{sc} + P_o + E_a \sin \varepsilon$$

Donde:

P_1 = Peso del bloque reforzado;

P_{sc} = Peso debido a la sobrecarga;

P_o = Peso del terreno inclinado (si existe);

$E_a \sin \varepsilon$ = Componente vertical del empuje activo.

También se realizan análisis de:

- Momento activo.
- Momento resistente.
- Presiones en la base son calculadas a través de la formula de Meyerhof.
- Seguridad contra deslizamiento.
- Seguridad contra el volcamiento.
- Presiones sobre el suelo de desplante.



Análisis de la Estabilidad Interna.

El análisis de estabilidad interna es hecho para establecer el largo mínimo y el espaciamiento vertical entre refuerzos (en este caso entre los paneles de malla).

El cálculo prevé dos tipos de verificaciones que deben ser realizadas para cada panel de refuerzo.

- Resistencia contra la rotura de la malla.
- Largo de anclaje de la malla.

Con relación a la determinación del largo mínimo para los paneles de refuerzo se asume la hipótesis, a favor de la seguridad, de que la línea de separación entre zona activa y resistente sea una recta. Se asume, de una manera conservadora, que esta línea se inicia en el extremo inferior interno del paramento. Tal hipótesis es considerada a favor de la seguridad, para un predimensionamiento, no obstante, se sabe que la malla atraviesa el terreno y el paramento con continuidad y por lo tanto la transmisión de los esfuerzos ocurre aproximadamente sobre toda su longitud, incluso a lo largo del paramento.

En el caso que las solicitaciones de proyecto exijan el aumento del factor de seguridad contra la rotura, se puede proceder de la siguiente manera:

- Reducir la distancia local entre paneles (aumentar la densidad de armadura) esto reducirá la tensión sobre cada refuerzo.
- Sobreponer varias mallas sobre una misma cota (dos o más), las pruebas evidenciaron que la capacidad de anclaje no aumenta de modo relevante, pero la resistencia total a la tensión puede ser asumida como la suma de la resistencia de cada malla.

➤ Verificación de la estabilidad de una estructura.

El cálculo de estabilidad expuesto a continuación hace referencia al método general del equilibrio límite según el método de Bishop (item B de nuestra explicación inicial). Los análisis son realizados evaluándose un número adecuado de superficies de formas curvilíneas. Las superficies analizadas deben representar los posibles mecanismos de rotura del terreno.

Para cada superficie examinada la porción de terreno arriba de esta es subdividida en "n" fajas verticales.

A cada faja le será aplicado un sistema de fuerzas (acción mutua, peso propio, sobre-carga, fuerza resistente) cuya resultante, por la condición de equilibrio será nula.

El conjunto de las condiciones de equilibrio constituye un sistema de ecuaciones lineales cuya solución permite determinar, para cada superficie, el factor de estabilidad o



seguridad FS, determinado a partir de la relación entre el momento resistente debido a las fuerzas tangenciales que se oponen a la rotación y el momento actuante debido a las acciones del peso, cargas, etc.

➤ Análisis de los resultados.

La elección de la superficie de deslizamiento y de la zona de terreno a examinar en el cálculo es confiada al proyectista basándose en algunos criterios generales de los cuales expondremos los puntos principales a continuación:

El mecanismo de deslizamiento que se examina debe representar antes que nada una acción moto-rotativa. El cálculo se basa sobre la hipótesis, de que se trabaja en una situación teórica de colapso inminente de un bloque rígido.

La hipótesis básica del método de cálculo es de hecho, la consideración de las ecuaciones de equilibrio límite a lo largo de una posible superficie de rotura. Cuanto más cerca esté la superficie elegida representando un posible mecanismo, más se aproximará el cálculo a una hipótesis realista.

Con base en este criterio de elección y en la hipótesis de suelos medianamente isotrópicos, se tiene que la superficie circular representa, en un 90% de los casos, una aproximación aceptable, siendo que el círculo es ciertamente la superficie geométrica que mejor representa un mecanismo rotatorio.

En algunos casos, cuando la búsqueda es realizada en el interior de porciones muy próximas a la superficie externa puede ser más realista una superficie en forma de espiral logarítmica, como por ejemplo en el caso de la verificación de la estabilidad interna de estructuras con paramento externo vertical o casi vertical.

Con relación a la elección de la zona de búsqueda de las superficies, el procedimiento normalmente adoptado prevé una búsqueda por estados sucesivos. Se inicia tomando como punto de partida el pie de la estructura. Para el intervalo de salida de las superficies detrás de la estructura se pueden hacer algunas tentativas escogiendo intervalos diversos.

Una vez encontrada la superficie más crítica que parte del pie de la estructura, se hace necesario verificar si un contorno delante de este punto no causara fenómenos de deslizamiento "rotura global".

Se debe por lo tanto reejecutar los análisis corriendo (para adelante de la estructura) progresivamente el punto de partida (inicio) de las superficies (alargando consecutivamente también en intervalo de salida detrás de la estructura) hasta encontrar el factor de seguridad global mínimo (FS).



Generalmente la verificación es considerada completa si al término de los análisis fueron analizadas una región delante de la estructura igual a la altura de la misma y detrás de esta una región igual a dos veces su altura.

El factor de seguridad mínima encontrada en ambos casos (interna y externa) no deberá ser inferior a un valor mínimo impuesto por las normas locales.

➤ Características de las estructuras de contención en gaviones.

Los gaviones representan una solución extremadamente válida para la investigación de obras de contención en cualquier ambiente y clima. La estructura de la obra de contención en gaviones, en su conjunto, es caracterizada por los siguientes factores:

- Monolítica y continua.
- Armada.
- Flexible.
- Drenante.
- Fono absorbente.
- De larga duración.
- Ecológica.
- Bajo costo.
- Facilidad de construcción.

Los colchones y los gaviones son de malla hexagonal a doble torsión, en alambre de acero dulce, galvanizado conforme con las normas indicadas en la Circ. Del Cons. Sup. LL.PP. n. 2078 del 27/8/1962, en la British Standard 443-1982, en la U.S. Federal Specification QQ-W-461 H 1978 finish 5-class 3, en la Afnor NF A 91-131 clase C, en la DIN 1548-70 y en la NBR 8964-85. El alambre plastificado es revestido por extrusión con un material especial PVC de elevada resistencia a la corrosión.

Con el objetivo de alcanzar elementos para el estudio del comportamiento de estructuras en gaviones, se realizaron investigaciones experimentales en una campaña de pruebas articuladas en dos etapas hechas en los laboratorio de la empresa Maccaferri en conjunto con algunos institutos y universidades.

En la primera etapa se realizaron en laboratorio en tamaño real (figs. A y b) y de tensión sobre paños, de red, con la finalidad de determinar los parámetros de deformabilidad y resistencia de los gaviones.



fig. (a)

Prueba de corte puro sobre gaviones en la universidad de Bologna, Italia

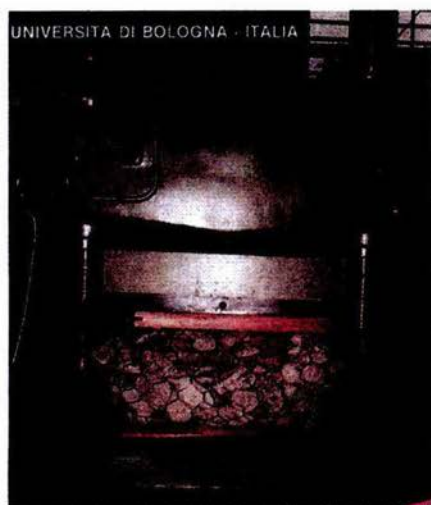


Fig. (b)

Prueba de resistencia a compresión simple

Las pruebas de resistencia a compresión simple y de corte puro sobre gaviones que se desarrollaron en los últimos años, con la colaboración de algunos institutos universitarios, una serie de investigaciones experimentales y teóricas.

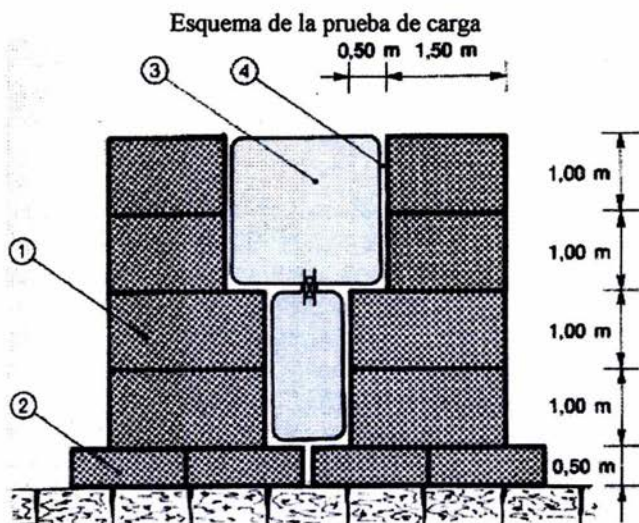


Resulta confirmada la gran ductilidad de los gaviones que se deforman sensiblemente antes de alcanzar la ruptura, que se verifica por tensiones de compresión de 60.000 a 80.000 psf.

Las pruebas de corte que se efectuaron en los laboratorio prevalece la influencia de las tensiones tangenciales.

Fue observada una notable resistencia al corte de los gaviones y fueron sacados valores indicativos para calcular el módulo de elasticidad tangencial G , importante porque las estructuras en gaviones se deforman principalmente por corte. Y se llegó al resultado de 5.000-8.000 psf.

En la segunda etapa de estos se realizaron pruebas de carga sobre muros de contención en dimensiones reales (4.00 m de altura, fig. c) con la finalidad de verificar los resultados conseguidos, identificar el comportamiento de la estructura en su conjunto, fijar los criterios de cálculo relativos y la eventual determinación de los límites de aplicación con el siguiente planteamiento y condiciones.



- 1.- Muro de retención a base de gaviones.
- 2.- Base en gaviones.
- 3.- Tanques flexibles.
- 4.- Paños de poliestireno.



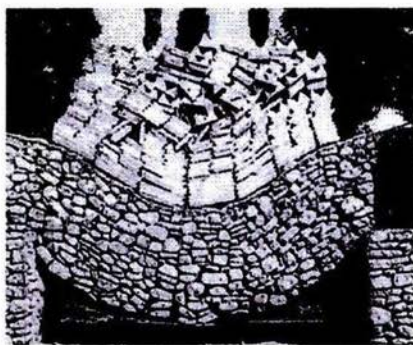
Antes de la prueba

Después de la prueba

fig. (c)

Muros de retención a base de gaviones en dimensiones reales, antes y después de la prueba de carga, en Zola Predosa, Italia.

Adicionalmente a esta prueba de carga, también se realizaron pruebas de flexibilidad en campo para los gaviones caja llenos de piedra en dimensiones reales como se muestra en la siguiente figura.

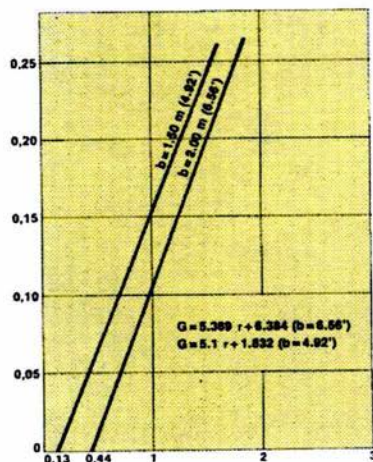


Las pruebas de carga de estructuras en gaviones en dimensiones reales, que se realizaron en los muros ya descritos, fueron necesitados por el empuje hidroestático del agua contenida en los tanques existentes entre los mismos muros (como se muestra en el esquema de carga).

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



Las relaciones que son obtenidas entre módulo de elasticidad tangencial G y tensiones (como se muestra en la siguiente gráfica) confirman los valores medios obtenidos en las pruebas sobre modelos de gaviones.



Relación experimental "tensión tangencial – módulo de elasticidad tangencial" para elementos estructurales en gaviones.

Pruebas de laboratorio sobre paños de red

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

En estas pruebas fue considerada como carga de rotura aquella que causa la rotura del primer alambre. En la tabla 1 son indicados los valores medios de las cargas de rotura por unidad de largo, en kg/m , obtenidos aplicando el esfuerzo paralelamente a las torsiones.

Malla tipo	Carga de ruptura (lb/ft)	
	Alambre ϕ	
	0.1062	0.1181
2 ½" x 3 ¼"	3161	—
3 ¼" x 4 ½"	2890	3560

Carga de rotura de la red en alambre de acero y malla hexagonal a doble torsión.



Investigaciones sísmicas.

En todo el mundo expertos están realizando continuas pesquisas sobre los efectos de las sollicitaciones sísmicas sobre los muros de retención.

Hacemos referencia, en este caso, a la publicación n. 25 ASCE Geotechnical, Relación Oficial de los Trabajos de la Conferencia Relativa al diseño y al comportamiento (Funcionamiento, Rendimiento) de las obras de sostén. En particular el tema arriba mencionado, es investigado más detalladamente en las actas (incluidos en la misma relación) redactadas por el Prof. Robert V. Withman. En tales actas, el Prof. Withman afirma que la ejecución Mononobe-Okabe relativa a las presiones provocadas por el terreno, es ampliamente considerada en el diseño de las estructuras de contención, aún cuando las condiciones reales del muro que se verifican durante movimientos verticales y horizontales; provocados por sollicitaciones sísmicas, son bastantes diferentes de aquellas que resultan desarrollando la ecuación Mononobe-Okabe.

El Prof. Withman además afirma que seleccionando oportunamente los parámetros a incluir en la ecuación y aplicando factores de seguridad conforme al caso examinado, la ecuación Mononobe-Okabe da resultados que son una referencia válida en el diseño de los muros de retención.

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

Durante el diseño de muros de contención de alta resistencia contra instancias sísmicas es extremadamente importante para el ingeniero tener todas las informaciones relativas a la historia geológica del área a sanear, las condiciones del suelo y las posibles fluctuaciones del nivel freática del terreno, para poder así seleccionar los parámetros más apropiados a incluir en la ecuación.

El proyectista naturalmente debe también tener en cuenta las normativas vigentes relativas a la actividad sísmica.

Faltando obligaciones específicas, la ecuación Mononobe-Okabe ofrece una solución válida así como los otros métodos de diseño entre los cuales puede escoger el proyectista.

➤ **Observaciones a los criterios de diseño de las obras en gaviones.**

Disposición de los gaviones.

El mejor comportamiento de este tipo de obra se obtiene realizando, con el máximo cuidado el relleno de los gaviones y colocando los mismos de tal manera que, en función de



sus características de fabricación, se obtenga una distribución homogénea de la red en la obra.

Para contrastar más eficazmente la «deformación a corte» del muro, es aconsejable aumentar lo mas posible el número de los paños de red que son colocados verticalmente paralelos a la recta de acción del esfuerzo del mismo corte, o sea ortogonales aliado externo del muro. Esto sugiere que los gaviones sean colocados con el lado más largo paralelo a la sección del muro.

Por lo tanto, en la parte baja y en el bloque de cimentación de los muros con altura superior a 12-15 ft, donde es máximo tanto el esfuerzo de compresión como el de corte, será oportuno utilizar gaviones que tengan espesor de 1 ,5 ft en lugar de 3 ft.

Relleno.

Los gaviones pueden ser llenados a mano o con máquinas. Se deberá hacer lo posible para reducir al mínimo los vacíos, obtener un alineación adecuada, un aspecto detallado y compacto, evitar el uso de piedras de forma y medidas que generen una estructura y una cara a la vista rígidas.

Escalones internos - escalones externos.

Los muros con escalones internos, o sea con paramento externo plano, algunas veces son preferidos por razones funcionales o estéticas, pero desde el punto de vista estático resultan en general más adecuados los muros con escalones externos; para alturas superiores a 15-18 ft es también generalmente aconsejable el escalonamiento externo. Para alturas inferiores se puede considerar también el escalonamiento interno, pero con la advertencia de inclinar la obra por lo menos 6°.

Drenajes.

Con relación a otros tipos de obras de contención la característica drenante de los muros en gaviones representa una seguridad contra el desarrollo de empujes superiores a aquellos previstos y contra el empeoramiento de las propiedades del suelo posterior y del terreno de apoyo. No obstante a veces es aconsejable realizar un fondo de concreto perfilada de manera tal que facilite el transporte del agua, también con el empleo de tubos de drenaje.

Contrafuertes drenantes.

El drenaje del terreno detrás del muro puede ser más eficaz en presencia de contrafuertes drenantes en gaviones.



Tales contrafuertes se insertan en el suelo por extensiones variables, generalmente penetrando la parte de terreno que constituye la cuña de máximo empuje y por lo tanto son más anchos en la parte más alta y más angostos en el fondo cerca de la base del muro. La función de los contrafuertes es esencialmente drenante aún que ellos ejercen un papel de robustecimiento de la obra..

Dimensionamiento tentativo de obras de contención en gaviones.

Los siguientes datos fueron preparadas con la finalidad de facilitar el dimensionamiento tentativo de una obra de retención en gaviones a gravedad, a escalones externos o a escalones internos.

Para los muros a gravedad (altura de 6 a 30 ft) son propuestos tres distintos valores H/B.

Los bloques de base de los muros de altura superior a los 15-18 ft, en general son realizados con gaviones de 1.5 ft de espesor.

Al lado de las dimensiones principales de la obra (H y B) están relacionados los valores del ángulo de fricción interno del terreno de empuje, tal que el coeficiente de seguridad al desplazamiento asuma el valor (mínimo admisible). Para tal valor de ϕ son indicados también:

- Tensión de compresión máxima y mínima sobre el terreno (σ_1 σ_2);
- Coeficiente de seguridad al vuelco al deslizamiento;
- Coeficiente a la estabilidad del conjunto.

Los valores arriba mencionados son dados en lo que se refiere al largo, en metros y con relación a la tensión en lb/ft².

En los cálculos se ha considerado como peso específico de los gaviones $\gamma_g = 105$ lb/ft³, peso específico del terreno $\gamma_s = 110$ lb/ft³, ángulo de inclinación $\alpha = 6^\circ$, profundidad de la fundación igual a 1.5 ft para los muros de $H \leq 12$ ft y 3 ft para los muros de $H > 12$ ft.

Son consideradas tres distintas condiciones de carga:

- Talud plano y sobrecarga nula ($\epsilon = 0$, $P_o = 0$);
- Talud plano y sobrecarga equivalente al peso de un metro de terreno ($\epsilon = 0$, $P_o = \gamma_s \times 1$ ft);
- Talud inclinado según un ángulo próximo a ϕ y sobrecarga nula ($\epsilon \approx \phi$, $P_o = 0$);

No es siempre imperativo indicar la extensión de los muros en gaviones a gravedad: la profundidad de la base y el ángulo de inclinación del parámetro pueden variar de 0 hasta cualquier valor considerado válido.



NORMAS MEXICANAS.

En estas normas mexicanas vigentes hasta la fecha, establecían los requisitos que debían cumplir los gaviones, colchones y mallas, fabricados a partir de malla hexagonal de alambre, con recubrimiento metálico o con recubrimiento metálico revestido de cloruro de polivinilo (PVC) torcida, así como los alambres para los atiesadores y sujetadores para traslapes empleados para la fabricación, ensamble e instalación del producto y son las siguientes.

NMX-B-172 Métodos de pruebas mecánicas para productos de acero. Declaratoria de vigencia 11 de julio de 1988.

NMX-H-014 Método de prueba para determinar la masa del recubrimiento de zinc en artículos de hierro o acero galvanizado.

Existe en el umbral la secuencia actualizada de las normas que comprende el uso de la misma y el proyecto de norma es.

NMX-B-085-SCFI-2000.



CAPITULO IV

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES



CAPITULO IV VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS DE RETENCION A BASE DE GAVIONES

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las ventajas y desventajas de la alternativa de los muros de retención a base de gaviones, para dar una visión mas completa de dicha alternativa, la cual esta enfocada en dar una mejor solución a los problemas de retención de suelos, tomando en cuenta todos los aspectos y factores que puedan llegar a influir en la solución del problema a resolver.

En los muros de retención a base de gaviones, la monoliticidad del conjunto permite mantener la integridad de la estructura, aún en el caso de solicitaciones mayores que las previstas. Los alambres que constituyen la red transmiten y distribuyen las tensiones en toda la estructura.

Las obras en gaviones por su peso propio y su carácter monolítico son capaces de resistir los empujes del terreno, como también logran absorber acentuadas erosiones protegiendo los terrenos que recubren, al igual que asentamientos sin perder su eficiencia. Lo cual permite al muro ofrecer ventajas, pero también desventajas en aspectos relevantes como su flexibilidad, su resistencia, su durabilidad al igual que su permeabilidad entre otros aspectos importantes, los cuales se tendrán que evaluar para dar la mejor solución del problema que mencionaremos a continuación.

IV. 1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE OFRECEN LAS ESTRUCTURAS DE GAVIONES.

La alternativa de construir y diseñar con estructuras de gaviones, presenta una serie de ventajas y desventajas técnicas y prácticas, que en general la transforman en una solución extremadamente eficiente para obras de contención y estabilidad de taludes, aparte le dan al proyectista y al constructor nuevas opciones para solucionar problemas como la simplicidad constructiva, seguridad estructural en caso de incendio en las proximidades de dicha estructura, la fono-absorbencia del paramento externo es otra característica ya que puede llegar a retener de 18 a 28 decibeles de nivel de sonoridad, la versatilidad es otra de las ventajas de los gaviones ya que permite la construcción de una estructura con paramento vertical, inclinado o en escalones según las necesidades, buscando minimizar el impacto ambiental es posible introducir, durante la construcción de la obra, semillas de especies vegetales nativas del lugar o en caso contrario la aplicación de hidro-sembrado sobre el paramento de la estructura, caso contrario con los muros de concreto o mampostería que le afectaría las raíces y humedad a las mismas. Las desventajas que tienen por otro lado las estructuras realizadas con gaviones es el incremento notable de la base conforme aumenta la altura, situación que la restringe cuando el área de la cimentación del muro es reducido, en cuyo caso los muros de concreto son mas factibles, por requerir menos área de cimentación



Los gaviones permiten una adecuada respuesta a múltiples necesidades de la ingeniería civil, las obras que permiten realizar son de fácil construcción, no necesitan cimentaciones profundas, no requieren de mano de obra calificada y resultan más económicas que las que emplean soluciones de muros rígidos o semi-rígidos.

Rellenos con piedras los gaviones forman estructuras flexibles, monolíticas, permeables y armadas que encuentran una adecuada aplicación en distintas áreas.

La tecnología de fabricación de los gaviones, en conjunto con las piedras que componen la obra terminada, aseguran robustez y duración comprobada.

El aspecto arquitectónico y paisajístico, especialmente en jardines, parques y barrios residenciales, es fundamental, se requieren, en estos casos, soluciones versátiles que permitan obras estéticamente agradables e integradas en el medioambiente y los gaviones resultan adecuados en estos casos.

Como ya se mencionó una de las aplicaciones de los gaviones es el uso para el revestimiento de canales, cuyas ventajas serían:

- Reducción de las pérdidas de agua desde el canal.
- Mejora de la estabilidad de los taludes.
- Defensa contra la erosión.
- Obtención de paredes con rugosidad predeterminada.

En general la eficiencia de los gaviones aumenta con el paso del tiempo. Debido a la vegetación que puede desarrollarse sobre los gaviones que protege la estructura y la integra con el paisaje.

Es difícil hallar en otro sistema semejantes ventajas en economía, eficiencia y estética. Los gaviones ofrecen ventajas sobre otros métodos de construcción conocidos, sin embargo, estas presentan también desventajas que se pueden llegar a corregir o prever a un bajo costo y tiempo.

Las ventajas de este sistema a base de gaviones se observan fácilmente, debido al gran empleo y diversidad ya que poseen las siguientes características.

IV. 1. 1 FLEXIBILIDAD.

Las ventajas de los muros realizados con gaviones, es la condición de flexibilidad que garantiza a la estructura la capacidad de acompañar los asentamientos del terreno manteniendo la integridad de la misma y debido a su gran adaptación al terreno no requieren ningún tipo de cimentación especial.



Las obras en gaviones pueden por su flexibilidad absorber asentamientos sin perder su eficiencia, permaneciendo estructuralmente seguras, al contrario de las estructuras rígida o semi-rígidas (como las hechas por concreto armado o mampostería), que pueden ser destruidas aún por pequeños movimientos o socavaciones del terreno de apoyo, debido a la tolerancia del gavión, sin mayores problemas de estabilidad, asentamientos importantes o desplazamientos laterales. Como los gaviones se sujetan entre sí, la malla de doble torsión presenta una aceptable resistencia a la tensión, a diferencia del concreto. Una estructura de gaviones soporta una tensión que comprometería mucho a una estructura de piedra y sería peligroso para el concreto y la mampostería.

En los cauces de ríos, difícilmente el terreno es de buena calidad. Es recomendable evitar costosas cimentaciones profundas y las consiguientes excavaciones, construcción de ataguías y operaciones de bombeo para alcanzar terrenos más profundos de mejor calidad. Lo mejor es usar soluciones flexibles, que puedan acompañar asentamientos diferenciales, sin perder su eficiencia y función estructural.

Casi siempre existe un movimiento de agua entre la orilla y el río o viceversa. Para no modificar el nivel del nivel freática existente, es necesario no crear barreras impermeables.

Son por esto necesarias soluciones altamente permeables y drenantes, que permitan el libre flujo de las aguas de percolación y que, al aliviar el empuje hidrostático, permitan optimizar las secciones de las estructuras y, consiguientemente, los costos.

Se puede resumir que las características de flexibilidad de los gaviones principales son:

- No requieren cimentación profunda.
- No se colapsa sin previo aviso.
- Se adapta a los movimientos diferenciales del terreno.
- Al ser flexibles el relleno puede cambiar su forma o estética conforme varíe el muro de retención debido a los asentamientos.

Aunque esta propiedad de la flexibilidad en los gaviones puede ser contraproducente cuando se requiere una estructura rígida para diversos fines, como la cimentación directa al muro de una edificación.

IV. 1. 2 PERMEABILIDAD.

El gran problema que acusan los muros de retención es la incertidumbre de que las condiciones del suelo no cambien en el tiempo, como es la idea cuando se diseñan y uno de los factores importantes son las presiones hidrostáticas, ya que estas aumentan considerablemente el empuje sobre los muros de retención, haciendo que estos sufran daños o lleguen a fallar por completo.



Los gaviones son altamente permeables y actúan como drenes permitiendo el escurrimiento de las aguas de filtración, eliminando de este modo los efectos de la presión hidrostática. El relleno de piedras ofrece un mayor grado de permeabilidad en toda la estructura, lo que elimina la necesidad de un sistema de desagüe y de esta manera eliminando una de las principales causas de inestabilidad de las obras.

La permeabilidad del paramento externo que garantiza el drenaje del terreno es de gran utilidad para evitar que llegaran a cambiar las condiciones del suelo ya sea por alguna fuga de agua en alguna red cercana o se llegara a cambiar el uso del relleno como por ejemplo, que originalmente este protegido con una carpeta asfáltica para un estacionamiento y posteriormente se realice un parque en el mismo sitio, lo cual tenderá a captar las aguas de lluvia incrementando su nivel freático y a su vez los empujes sobre el muro.

Las principales ventajas de la permeabilidad en los gaviones son:

- Permite el flujo de agua.
- Abate el nivel freático, lo que implica la reducción del empuje hidrotático.
- Sanea el terreno limítrofe.
- No requiere drenes.

Las desventajas que se tienen serían:

- Puede existir pérdida de suelo fino en el relleno.
- Las características y el comportamiento del relleno cambian, conforme el contenido de agua del relleno.
- Se tiene que colocar adicionalmente geotextiles para la impermeabilización de la estructura, cuando las necesidades así lo requieran, al igual que otros productos que anteriormente se mencionaron, para una mejor solución para cada problema.

IV. 1. 3 DURABILIDAD.

Los gaviones colocados en obra tiene un período de mas de 20 años de vida tiempo en que los arrastres depositados en los intersticios de las piedras y la sedimentación de los mismos originan la deformación de un bloque compacto y sólido.

La fuerte galvanización asegura la protección del alambre por muchos años en condiciones ambientales normales. El recubrimiento con PVC del alambre fuertemente galvanizado ofrece a su vez una protección efectiva aún en ambientes altamente contaminados o agresivos.

Ambos tipos de obras se ven favorecidos por la sedimentación que llena sus vacíos, y por el enraizamiento de la vegetación en los mismos, aumentando su eficiencia con el paso del tiempo.



Un gavión bien fabricado puede tolerar años de uso; recientemente se sometió a prueba uno, utilizado para protección de una ribera de un río hace más de 100 años, y se concluyó que aún está en buenas condiciones.

Las obras en los ríos, por su importancia, deben garantizar una larga vida útil. Por eso son necesarios materiales resistentes y duraderos que requieran de poco mantenimiento y sean capaces de resistir los esfuerzos generados por el terreno y cargas adyacentes.

Las soluciones en malla hexagonal de doble torsión son aquellas que mejor cumplen con estos requisitos al ser monolíticas. La durabilidad de la malla está garantizada por el revestimiento de sus alambres con la aleación de Zinc/Aluminio en condiciones de uso normales o, en los casos de ambientes agresivos o contaminados, por la protección adicional de materiales plásticos. soluciones permeables que permiten el libre flujo del agua.

Las ventajas y desventajas de la durabilidad se pueden concretar en:

- Puede dañarse con impactos mecánicos en la obra.
- Esta expuesto a la corrosión.
- La abrasión de la malla es potencial.
- Puede ser objeto fácilmente de vandalismo.
- No se deshila aún cuando se ha roto algún alambre o torsión.
- Existe malla con revestimiento para los diversos agentes.
- Cada vez se construyen las malla de los gaviones para una duración mayor.

IV. 1. 4 RESISTENCIA.

El conjunto de gaviones forman una estructura estable a todos los esfuerzos de tensión y compresión.

La malla de triple torsión, soporta una carga de 4300 kg/m² a la ruptura con un calibre de 2.7 mm.

Su galvanización de clase III con 245 grs/m² de zinc crea una mayor duración a la malla. La cubierta con P.V.C. evita la corrosión causada por la salinidad del medio y en presencia de ambientes químicamente agresivos. El tejido de triple o doble torsión impide que se deshile la malla, en casos de accidentes o de una ruptura intencional del alambrado.

Por su naturaleza, permite un rápido drenaje del agua que satura el terreno y ayuda a su saneamiento en tiempos mas cortos, con este tipo de mallas se puede lograr la rápida estabilización del terreno, al evitar los derrumbes, el corte se deforesta mas fácilmente.

Toda la resistencia los empujes de tierra o a las fuerzas de filtración que actúan sobre la estructura en su conjunto, la proporcionan la fricción y la trabazón que se desarrolla en el enrocamiento dentro de la canasta y entre las superficies de enrocamiento



de la unidades individuales de un gavión, estructuralmente, las mallas de alambre sirven fundamentalmente para la conservación del enrocamiento en su lugar.

En lo que respecta a la resistencia se puede se puede decir que:

- Con las bastas pruebas en laboratorio y en campo en las peores condiciones a través de los años se ha llegado a la obtención de un alambre muy resistente a la tensión.
- No solo el alma del alambre tiene la resistencia, sino también su recubrimiento.
- Es tal la resistencia que, se puede llenar en un lugar y llevarlo con grúas u otras maquinarias para su transporte sin que resulte afectada su resistencia.

Al conocer las desventajas, es conveniente realizar medidas precautorias y así corregirlas en la medida que sea posible, ya que la utilización del gavión en muros de retención cerca de márgenes de ríos, son las estructuras que mas desventajas presentan, ya que se ven afectados por las crecidas, mismas que traen consigo un alto grado de material suspendido como arenas, piedras de pequeñas y de grandes dimensiones, árboles, sustancias corrosivas, etc.

Las desventajas que puede llegar ha tener estas estructuras a base de gaviones son:

- Impacto mecánico: Dependiendo de las características físicas y topográficas del lugar como de los accesos al mismo, será como se manejen y transporten los paquetes de gaviones y al instalarlos pueden llegar a sufrir accidentes con la maquinaria o equipo que se este utilizando, por lo que de debe prever este tipo de incidentes.
- La abrasión: Es causado por el constante desgaste de la malla por fricción directa entre partículas sólidas, en suspensión (arena, grava, etc.).
- La corrosión: Es el proceso químico provocado , en la malla del gavión por la presencia de aguas corrosivas o contaminantes.
- El vandalismo: Las estructuras con gaviones, en especial los que están al alcance de poblaciones, son constantemente dañados, con frecuentes cortes que se les hacen a las mallas de los gaviones, lo que provoca la caída de las piedras de relleno y vaciado de los gaviones, lo cual reduce considerablemente el trabajo optimo de la estructura, en otros casos pintan los muros que con el paso del tiempo provocan oxidación y deterioro del alambre. Estas desventajas se pueden solucionar con diferentes alternativas que se mencionan a continuación.

Se presentan algunas sugerencias para reducir las desventajas, para las obras hechas a base de gaviones, especialmente aquellas que se encuentran en el lecho de ríos, quebradas o similares.



- Rodillos de madera: los rodillos de madera constituyen una protección bastante eficaz y económica para evitar daños en la malla del gavión ocasionados por el fuerte impacto de materiales gruesos contra la estructura. Los rodillos se hincan enfrente del paramento a proteger del muro por toda la longitud de la estructura a una distancia de 30 a 50 cm de separación, el espacio libre entre un rodillo y otro, es llenado por un material granular (grava o arena), este tipo de protección se define como un sistema ondulatorio o acanalado, donde los rodillos son los que reciben los impactos.
- Protección con arbustos o ramas: Los resultados obtenidos con este tipo de protección son muy satisfactorias, los arbustos permiten una buena retención de finos, acelerando de esta manera, un rápido crecimiento de la vegetación que se constituye en una ayuda en la protección de la estructura contra impactos de materiales que arrastre el cauce y contra el vandalismo ya que los arbustos llegan hacer como una barrera para no estar en contacto directo con la malla y las piedras de relleno del gavión. Estas protecciones acompañan perfectamente las características de flexibilidad y permeabilidad.
- Siembra de plantas típicas. La permeabilidad de los gaviones, favorece el crecimiento natural de arbustos y árboles típicos. El proceso gradual de filtración, sedimentación y crecimiento de vegetación, lo cual cubre a la estructura de los agentes ambientales dañinos.

IV. 2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE OFRECE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE GAVIONES.

Los gaviones son estructuras de fácil y simple ejecución, no requieren mano de obra calificada para su armado y relleno. Al utilizar solo red y piedras permiten rapidez de ejecución y posibilidad de trabajo aún en condiciones climáticas adversas o en presencia de pequeños tirantes de agua.

Para profundidades de agua mayores pueden ser ensamblados y llenados en seco y posteriormente ser colocados con grúas. Es posible optar más simplemente por arrojar o colocar en agua gaviones cilíndricos, también llenados en seco, que no necesitan ser amarrados entre si.

Las obras entran inmediatamente en función aún si están parcialmente terminadas, permitiendo la realización de la estructura en etapas y la eventual modificación sucesiva de sus dimensiones.



Las obras en un río sufren, en general, problemas de operación, como dificultad de acceso o necesidad de trabajar en tiempos breves, en estiaje.

Son preferibles soluciones de aplicación simple y rápida, que no requieran de mano de obra o maquinaria especializada y que entren en funcionamiento inmediatamente después de concluidas.

Además el material de relleno de los gaviones se puede conseguir del mismo sitio o de algún lugar cercano, y los gaviones son transportados fácilmente ocupando poco volumen, reduciendo el tiempo de llegada del material a la obra, la cual es idónea para lugares alejados de poblaciones, donde los caminos de acceso son intrínsecos y difíciles, lo cual si se realizara de concreto armado sería muy complicado llegar a la obra con todos los materiales a parte de mas costoso, y llevar mas tiempo en la ejecución, ya que el armado, cimbrado, colado y descimbrado se requiere mano de obra especializada como los fierros, carpinteros, etc. Y posteriormente el retiro de la cimbra del lugar.

En muchos casos son preferibles soluciones con importante impacto social, como por ejemplo la utilización de mano de obra local no calificada y que puedan ser construidas en régimen comunitario.

A veces hay que tomar en cuenta la posibilidad de tener que modificar posteriormente la sección de la obra. En otras el flujo de los recursos para la construcción no son constantes y no garantizan la construcción en una sola temporada. Deben entonces ser usadas soluciones que permitan la construcción en etapas, sin requerir demoliciones.

También existen algunos inconvenientes, entre los cuales pueden llegar ha existir:

- Realizar obras aledañas, como abrir caminos para tener acceso al banco de material de las rocas, en cuyo caso en la mayoría de las ocasiones se requiere maquinaria pesada.
- No siempre los bancos de materiales se encuentra cerca.
- De ser necesario se tendría que instalar plantas de trituración para las rocas.

IV. 3 ADAPTACION AL MEDIO AMBIENTE

El río es un ecosistema muy delicado que fácilmente es alterado por las intervenciones humanas. Es por lo tanto fundamental interferir lo menos posible en el ecosistema existente y, si fuera el caso, garantizar la creación de un nuevo equilibrio ambiental. Las soluciones usadas deben adaptarse a cualquier situación, utilizar materiales inertes; que no interaccionen con el ecosistema, existente y crear un hábitat que favorezca la recuperación rápida de la fauna y de la flora.

Excelentes soluciones son las que arroja las estructuras a base de gaviones también en los aspectos social, arquitectónico y ambiental.



Las estructuras en colchones y gaviones tienen la característica fundamental de ser drenantes, permitiendo el paso del agua que al filtrarse alimenta la capa freática dando vida a los terrenos circunstantes y favorece la depuración del agua.

Después de poco tiempo son cubiertas por la vegetación y por los fenómenos de filtración y sedimentación del transporte limoso, llegan amalgamarse con el terreno colindante reconstituyendo el paisaje preexistente. Ese aspecto no solo influye sobre las características de resistencia de la obra sino favorece el desarrollo de la flora y de la fauna fluvial, restableciendo el equilibrio del ecosistema.

En caso que se quiera acelerar este proceso natural de integración en un revestimiento de colchones o en una estructura en gaviones, es posible colmatar los huecos del relleno con tierra vegetal y sembrar o plantar especies de crecimiento rápido.

Gracias a la investigación constante y la habilidad avanzada se garantiza diversificación y soluciones convenientes que siempre tienen presente el equilibrio entre el agua y tierra, los vientos y las mareas, se puede recrear las condiciones más favorables para la restauración de un equilibrio correcto entre el hombre y su ambiente natural.

Las soluciones pueden ajustarse al clima y morfología del área y a los materiales y recursos con que se dispongan. Sabiendo y salvaguardando el equilibrio complejo entre la tierra y el agua es el principio principal de nuestro trabajo es necesario llevar a cabo la restauración trabaja en la protección al ambiente y humanidad.

El respeto del ambiente concedido por estos productos, cultura, y tecnología ayudarán que se llegue a alcanzar esta meta.
El ambiente y agua.

Hoy más que nunca, el equilibrio del medioambiente depende de la habilidad para mantener o restaurar el equilibrio natural que ha sido o podría alterarse por el desarrollo urbano. La restauración hidráulica debe enfrentar la necesidad de controlar el curso de agua, mientras modificándolo de una manera útil que está limitando su tendencia natural para cambiar dirección, flujo y perfil para salvaguardar.

Cualquier trabajo de la restauración en las infraestructuras y áreas urbanas de un canal, altera el equilibrio natural afecta los dos el curso de agua y cubeta, el trabajo de la restauración llevado a cabo podría dar lugar al daño futuro. No existe ninguna razón para considerar un curso de agua natural como un canal artificial, mientras ignoremos los parámetros biológicos simplemente porque ellos no pueden ser considerados como los parámetros matemáticos simples.

El medioambiente y el criterio del plan compatible para los trabajos de la restauración hidráulicos modernos son:



- La efectividad de soluciones técnicas.
- El impacto del medio ambiente mínimo.
- La recuperación rápida del hábitat fluvial.
- Protección de biodiversidad.
- La evaluación de ambos biológico y parámetros hidráulicos.
- La seguridad máxima para los ambientes.
- Medioambientalmente el criterio del plan compatible representa un complemento natural a las ventajas proporcionadas por estos productos.

Los cursos del agua: los problemas y sus soluciones.

Tenemos que controlarla en lo mas posible, no destruir a la naturaleza en la protección bancaria con hormigón que aísla el banco natural de su biodiversidad circundante, un factor para mantener natural son los apoyos del equilibrio del medioambiente. La importancia del revestimiento de concreto porque del equilibrio natural del curso de agua. El uso de elementos concretos destruye cualquier eslabón entre el curso de agua y sus ambientes. Los revestimientos de concretos anchos impiden a las plantas crecer y animales de acercarse. El uso de piedra natural y el hormigón artificial impide el acceso por consiguiente a la arena de banco de río previene el mantenimiento apropiado.

El equilibrio exigido permitir un curso de agua para sobrevivir puede ser fácil, logrados con soluciones suaves llevadas a cabo usando estos productos.

Naturaleza es sinónimo de la continuidad: el ambiente por lo que se refiere a la flora y fauna, cama del río, subsuelo, bancos del río y aguas subterráneas se integra perfectamente sin interrupciones.

La habilidad de mantener un nivel bueno de medios de biodiversidad de crear o mantener diferencias que permiten el habita de micro-hábitantes diferentes a un otros. El hábitat fluvial esta basado en una coexistencia vital entre la flora y fauna que deben protegerse. Una alternación natural entre un arroyó y áreas del sito, entre los bancos, los cantos y vegetación representan el aspecto natural de un curso de agua. La vegetación sola no siempre es capaz de resolver el problemas de la desaseada relacionada con la corrosión. Por otro lado el equilibrio de curso de agua depende en los factores diferentes.

Las piedras, minerales y metales, con las morfologías diferentes son una parte integra del hábitat del río. Estos elementos son componentes fundamentales de todos los productos de los gaviones.

Las soluciones son principalmente de flexibilidad de dirección en los fenómenos de agua y su relación a la corrosión. Los problemas hidráulicos pueden ser resueltos y los cursos de agua envolventes difieren dependiendo de su situación. Un alcance del río, fluyendo a través de una región montañosa dónde el perfil altimétrico se protege para promover la estabilidad de flujo. Un alcance del río, fluyendo de la montaña al valle dónde se protegen altimétrico y perfiles planimétrico para restaurar el flujo de agua.



Un alcance del río, fluyendo a través del valle dónde la protección del perfil planimétrico y protección contra los diluvios se lleva a cabo. Los métodos de restauración consisten en un análisis completo del flujo de agua para encontrar la solución mejor basada en una intervención racional total en lugar de en las soluciones "temporales" a lo largo del área dañada.

Las soluciones para la restauración de la cantera.

Excavando los caídos de materiales caen dentro del rango de actividades humanas que tienen un impacto medioambiental alto. El tiempo de la recuperación natural de estas áreas es bastante largo y con los resultados inciertos, sobre todo cuando los procedimientos mineros se llevan a cabo sin tener en la cuenta la restauración medioambiental. Bien los resultados medioambientales han sido obtenidos llevando a cabo el trabajo de la restauración conveniente. Las estrategias para este tipo de trabajos de la restauración consisten en combinar los materiales diferentes con la tierra y plantas:

- La red de alambre de doble torsión, mantiene como bolsillos vegetativos que proviene de las piedras se caen.
- Biomac cubre, colchones de Geomac y Mac espera que adopte el área natural regeneración a través del injerto de plantas pioneras.

Las soluciones para protección del basural.

Se une la necesidad para las áreas de la disposición desechadas estrictamente a una dirección apropiada de estas áreas para minimizar el impacto medioambiental. Por esta razón, el basural debe diseñarse como una serie de células complejas, mientras actuando recíprocamente entre ellos en la resolución a las siguientes características:

- Adaptación geológica a las características del sitio.
- El apoyo y refuerzo.
- Realice como un método de filtración de agua.
- Realice como un sistema de desagüe de agua.
- Para realizar como un método de impermeabilizar.
- El filtro.
- El desagüe.
- Protección mecánica.
- Separado.
- Realice como un sistema de evacuación de biogás.
- Control de la corrosión.

Una solución medioambientalmente amistosa para el refuerzo de la tierra.



Ahora sabemos que el ambiente tiene un equilibrio delicado que no debe alterarse, sino se sufrirán las consecuencias, siempre intentamos tomar en la naturaleza de consideración y su evolución para respetar sus ecosistemas, el objetivo principal es operar para lograr los resultados máximos con una cantidad mínima de pérdida de energía.

Las soluciones para el preparación del río.

La estabilidad de curso de agua debe ser considerada los dos de un planimétrico y desde el punto de vista altimétrico. El objetivo principal consiste determinando un perfil dónde transporta u obstruye con el sedimento está en equilibrio que varía mientras dependiendo del alcance del río y el río circundante hidrológico y características geomorfologías. Ambos en un alcance natural y en un alcance de la sección del valle, la instalación de las norias puede exigirse reducir los dos la cuesta de la cama y el transporte de sólido. Las norias de gaviones son las estructuras resistentes, flexible y fácil para instalar como este tipo de protección se requiere. Dependiendo del tipo de transporte sólido y el tipo de protección de la cubeta calmando localizada las medidas río abajo, diferentes pueden adoptarse como protección concreta de la cresta o un gavión o revestimiento de bloque de hormigón río abajo del vertedero con el cerco.

Los trabajos de restauración de emergencia.

La necesidad para trabajos de restauración de emergencia llevados a cabo usando los materiales del sitio para prevenir inundando de infraestructuras o para protección de la planta siempre requiere las soluciones innovadoras. Se han desarrollado estructuras multicelulares fabricadas de antemano particularmente conveniente para llenar con cualquier tipo de material. Encorvar-Mac es verticalmente una estructura multicelular en malla de alambre de torcedura doble reforzada con las barras metálicas, escaleras de caracol o anillos metálicos. Encorvar-Mac puede congregarse fácilmente dentro de unos minutos, con poco esfuerzo.

Encorvar-mac se uso para levantar el banco del río Oregon create, las bermas y áreas de la expansión para refrenar inundando la estabilidad global, nivelado de corrosión y filtración debe verificarse con precisión los trabajos de la emergencia pueden ser eficazmente y rápidamente llevados externamente encorvar-mac y gaviones cilíndrico.

Todas las soluciones son practicas y conveniente para cualquier tipo de intervención en las áreas difíciles (cerca de camino o terraplenes del ferrocarril, las áreas pobladas altas o bajas, bajo el agua): la herramienta atando para la malla de alambre de torcedura doble, unidades fabricadas de antemano, manual o relleno mecánico, etc.

Las ventajas de la combinación de gaviones y malla.

- La permeabilidad de la cara delantera, garantizando desagüe del backfill.



- La flexibilidad, permite a la estructura conformar para subalterno aparecer el pago molido sin perder la integridad estructural.
- La facilidad de construcción
- La característica insonorizando significativa (18-28 decibelio)
- La seguridad estructural en caso del fuego cerca de la cara delantera.
- La reducción de impacto medioambiental a través del uso de vegetación incorporado en la cara delantera de la estructura.
- La versatilidad, permitiendo el plan de una estructura con vertical, golpeado o anduvo la cara delantera como requerido, con pequeño o ningún impacto medioambiental.

Estas propiedades de las estructuras de gaviones les dan una gran ventaja técnica sobre las estructuras rígidas, principalmente en terrenos inestables donde pudiera existir asentamientos o socavaciones.



CONCLUSIONES

En este trabajo, se ha explicado el empleo de los gaviones como otra opción para estructuras de retención en los muros de gravedad. Las condiciones más importantes y relevantes con respecto a los de concreto armado o mampostería, son algunas ventajas como su fácil, económica y rápida construcción y funcionamiento inmediato en condiciones adversas como en presencia de un tirante de agua como pudiera ser los márgenes de ríos, lagos, etc., al mismo tiempo que se puede utilizar mano de obra no especializada lo que reduce considerablemente los costos, y adicionalmente genera un servicio comunitario ya que se puede emplear mano de obra de la región, al igual que maquinaria.

Para el llenado de los gaviones puede ser utilizado cualquier material siempre que el peso y las características satisfagan las exigencias estáticas, funcionales y de duración de la obra. El material más usado es piedra de cantera o canto rodado. Son preferibles los materiales con mayor peso específico, aún más si es predominante el comportamiento por gravedad de la estructura o si esta es sumergida o expuesta a la fuerza dinámica del agua.

Para una larga duración de la obra, las piedras además deben ser no disgregables, ni solubles y de buena dureza.

Debe tener buena permeabilidad, proporcionando un buen drenaje, que asegura en gran parte lo que se diseñó para las condiciones del relleno que son las de no variar las presiones hidrostáticas con el paso del tiempo; la flexibilidad de la estructura, lo cual hace, una ventaja ante otras estructuras que no tienen esta característica, importante debido a que resiste asentamientos diferenciales o movimientos telúricos sin romperse y sin exponer la integridad de dicha estructura ya que la malla hexagonal de triple o doble torsión al ser de alambre galvanizado permite movimientos internos de las rocas para un nuevo acomodo sin perder trabajo de bloque; como su durabilidad y resistencia.

Este tipo de estructuras es muy recomendada para trabajo retirados de poblaciones, donde las material primas para las demás estructuras pudieran resultar más costosas, como el acero (varilla), cemento, mortero, agua, cimbra, concreto prefabricado, etc.; por diferentes razones entre las cuales están los largos acarreo, los accesos muy accidentados, etc.; donde solo se requiere el transporte de los gaviones y el relleno que es la roca muchas veces se encuentra en el mismo sitio, o en bancos muy cercanos.

Adicionalmente a los cálculos, de los muros de retención y al ejercicio práctico, se añade un programa de cálculo en computadora fácil de instalar y de manejar, que será necesaria nada más de incorporarle los datos del material de relleno, como pudieran ser el ángulo de fricción interna, la altura del talud, sobrecargas, etc., y automáticamente le puede proporcionar un predimensionamiento de la estructura de gavión, y la posible curva de falla al igual que su factor de seguridad entre otros datos.

En relación a México, su utilización cada vez va en aumento, al igual que se van realizando nuevas pruebas e investigaciones como las del Instituto de Ingeniería en la UNAM, que harán que el proyecto de muros a base de gaviones vaya puliendo las aristas de errores y



condiciones no tomadas en cuenta hasta hoy por lo que va, en opinión personal, por el camino correcto el uso del gavión en el país, sin dejar atrás el rezago que se lleva ante otros países como Brasil y no se diga los de primer mundo como Italia, Australia, Alemania, Estados Unidos, entre muchos más, y al igual que se a comprobado su eficacia en estos países, México en los próximos años tendrá un mayor acercamiento a este tipo de estructuras.

Recordarles que este trabajo de tesis trata de darle al lector las herramientas básicas necesarias para la comprensión y análisis de los aspectos relevantes en el cálculo de los muros en cuestión, así como sus bondades y desventajas.



REFERENCIAS

www.maccaferri-usa.com

www.prodac.com

www.lemac.com

www.maccaferri-br.com

MANUAL DE PROCESO DE INSTALACIÓN PARA GAVION Y MALLA
LEMAC

MECANICA DE LOS SUELOS
TOMO II
JUÁREZ BADILLO

MECANICA DE LOS SUELOS
LAMBE Y WHITMAN

MECANICA DE LOS SUELOS
BERRY AND REID

FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA
BRAJAM DAS

MANUAL DE GAVIONES
JAIME E CAMARGO HERNÁNDEZ, VICTOR FRANCO
SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, AGOSTO 2001

ESTRUCTURAS EN SUELOS REFORZADO
MACCAFERRI GABIONS DO BRASIL

RETAINING STRUCTURES
MACCAFERRI GABIONS, BOLOGNA ITALY 1995

INSTRUCTIONS FOR ASSEMBLY AND ERECTION
MACCAFERRI GABIONS, INC. USA 1993

FOR THE RESTORATION AND TRAINING OF FLUVIAL ENVIRONMENTS
MACCAFERRI GABIONS, BOLOGNA ITALY 1995

WHERE THE GRASS REGROWS
MACCAFERRI GABIONS, BOLOGNA ITALY 1995

PROYECTO DE NORMA NMX-B-085-SCFI-2000, ELABORADO POR MACCAFERRI GABIONS INC.

MUROS DE CONTENCIÓN
GAVIONES LEMAC

DEFENSAS RIBEREÑAS Y OBRAS TRANSVERSALES
MACCAFERRI GABIONS, BOLOGNA ITALY 1995