

Obras de Contención

Manual Técnico

Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros

Ingeniero civil, formado por la Escuela de Ingeniería de São Carlos - USP (1979), maestro en Geotecnia por la misma institución (1987) y doctor en Ingeniería Mecánica por la Unicamp (1997).

Realizó aún cursillo de posdoctorado en el Massachusetts Institute of Technology (MIT), en EUA (2001).

Es docente de la área de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo, de la Unicamp, desde 1980, donde imparte cursos de graduación y de pos-graduación en:

- Mecánica de Suelos
- Fundaciones
- Estructuras de Contención
- Dinámica de Suelos y Fundaciones
- Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos
- Métodos Numéricos en Geotecnia

Como encuestador, publicó trabajos en varios congresos internacionales y en periódicos especializados, habiendo actuado en las áreas de:

- Proyecto y análisis de estructuras de contención
- Estudio de la interacción dinámica suelo-estructura
- Métodos de análisis de estabilidad de taludes
- Parámetros de compresión secundaria de arcillas muelles
- Cálculo y análisis automatizados de ensayo de laboratorio de mecánica de suelos

MACCAFERRI

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	05
2. MUROS DE CONTENCIÓN	06
2.1 Definición de los muros de contención.....	06
2.2 Estructuras de contención a gravedad.....	07
2.3 Estructuras de contención en gaviones	09
2.4 Los gaviones	16
2.4.1 Gaviones tipo caja.....	16
2.4.2 Gaviones tipo saco	18
2.4.3 Gaviones tipo colchón Reno®	20
2.5 Estructuras en Gaviones: Ensayos Experimentales y Referencias	22
2.5.1 Ensayos de Resistencia sobre Gaviones en Escala Real	22
2.5.1.1 Ensayo de Compresión Simple.....	22
2.5.1.2 Ensayo de Compresión con Restricción Lateral.....	24
2.5.2 Interpretación de los Resultados	25
2.5.3 Ensayos de laboratorio sobre la malla hexagonal de doble torsión.....	27
2.5.4 Pruebas de Carga sobre Estructura en Escala Real	28
3. TEORÍA Y CÁLCULOS DE ESTABILIDAD.....	30
3.1 Resistencia al corte de los suelos	30
3.1.1 Criterio de Mohr-Coulomb.....	30
3.1.2 Resistencia al corte de los suelos no cohesivos	31
3.1.3 Resistencia al corte de los suelos cohesivos	32
3.2 Percolación de agua y drenaje	35
3.3 Coeficientes de seguridad.....	37
3.4 Determinación del empuje	38
3.4.1 Conceptos básicos	38
3.4.2 Teoría de Rankine.....	41
3.4.3 Teoría de Coulomb	49
3.4.4 Método del Equilibrio Límite	54
3.4.5 Efecto de la sobrecarga en el empuje activo	55
3.4.6 Suelo cohesivo	58
3.4.7 Efectos del agua en el empuje activo.....	59
3.4.7.1 Estructuras parcialmente sumergidas.....	59
3.4.7.2 Macizo bajo la influencia de percolación de agua	60
3.4.8 Macizo en capas (no homogéneo)	61
3.4.9 Efecto sísmico	64
3.5 Aplicaciones de las teorías de muros de gaviones	67
3.5.1 Superficies de roturas curvas	68
3.6 Análisis de estabilidad de la estructura de contención.....	69
3.6.1 Tipos de rotura	69

ÍNDICE

3.6.2	Fuerzas que actúan sobre la estructura	70
3.6.3	Determinación de empujes	71
3.6.4	Verificación de estabilidad contra el deslizamiento	72
3.6.5	Verificación contra el vuelco	73
3.6.6	Verificación de las presiones aplicadas a la fundación	74
3.6.7	Verificación de la estabilidad contra la rotura global	77
3.6.8	Verificación de la estabilidad contra la rotura interna.	83
3.7	Esquema de cálculo	84
3.7.1	Determinación del empuje activo	84
3.7.1.1	Determinación de la superficie de aplicación del empuje activo	84
3.7.1.2	Elección de los parámetros del suelo	85
3.7.1.3	Cálculo por la Teoría de Coulomb	86
3.7.1.4	Cálculo por el Método del Equilibrio Límite	90
3.7.2	Determinación del empuje pasivo.	100
3.7.2.1	Suelo no cohesivo.	100
3.7.2.2	Suelo cohesivo	101
3.7.3	Determinación del peso del muro	103
3.7.4	Estabilidad contra el deslizamiento.	106
3.7.4.1	Fuerzas que actúan sobre el muro.	106
3.7.4.2	Equilibrio de fuerzas	106
3.7.4.3	Fricción disponible en la base.	107
3.7.4.4	Coeficiente de seguridad	108
3.7.5	Estabilidad contra el vuelco	108
3.7.5.1	Momentos de vuelco.	108
3.7.5.2	Momentos resistentes	109
3.7.5.3	Coeficiente de seguridad	109
3.7.6	Presiones aplicadas en la fundación	109
3.7.6.1	Distribución de presiones	109
3.7.6.2	Carga admisible en la fundación.	110
3.7.7	Verificación de las secciones intermedias	111
3.7.7.1	Empuje activo parcial	111
3.7.7.2	Verificación contra el deslizamiento	112
3.7.7.3	Presión normal admisible	113
3.8	Ejemplos Resueltos	114
3.8.1	Ejemplo Teórico 01	114
3.8.1.1	Datos del problema.	114
3.8.1.2	Superficie de aplicación del empuje activo.	115
3.8.1.3	Empuje activo	116
3.8.1.4	Peso de la estructura	116
3.8.1.5	Seguridad contra el deslizamiento	118
3.8.1.6	Seguridad contra el vuelco	118
3.8.1.7	Presiones en la fundación	119
3.8.1.8	Secciones intermedias	120

ÍNDICE

3.8.1.9	Estabilidad global	122
3.8.2	Ejemplo Teórico 02	123
3.8.2.1	Datos del problema	123
3.8.2.2	Superficie de aplicación del empuje activo.	124
3.8.2.3	Empuje activo	125
3.8.2.4	Peso de la estructura	127
3.8.2.5	Seguridad contra el deslizamiento	129
3.8.2.6	Seguridad contra el vuelco	130
3.8.2.7	Presiones en la fundación.	131
3.8.2.8	Secciones intermedias	132
3.8.2.9	Estabilidad global	134
3.8.3	Ejemplo Teórico 03	134
3.9	Casos de Obras	141
3.9.1	Caso 01.	141
3.9.1.1	Datos del problema.	141
3.9.1.2	Superficie de aplicación del empuje activo.	142
3.9.1.3	Cálculo del empuje activo “ E_a ”	143
3.9.1.4	Determinación de “ E_a ” para la cuña de suelo formada con $\rho=70^\circ$	146
3.9.1.5	Peso de la estructura	153
3.9.1.6	Seguridad contra el deslizamiento	155
3.9.1.7	Seguridad contra el vuelco	155
3.9.1.8	Presiones en la fundación.	157
3.9.1.9	Secciones intermedias	157
3.9.1.10	Estabilidad global	160
3.9.2	Caso 02.	160
3.9.2.1	Datos del problema.	161
3.9.2.2	Superficie de aplicación del empuje activo.	162
3.9.2.3	Cálculo del empuje activo “ E_a ”	163
3.9.2.4	Determinación de “ E_a ” para la cuña de suelo formada con $\rho=60^\circ$	164
3.9.2.5	Peso de la estructura	167
3.9.2.6	Seguridad contra el deslizamiento	169
3.9.2.7	Seguridad contra el vuelco	170
3.9.2.8	Presiones en la fundación.	171
3.9.2.9	Secciones intermedias	172
3.9.2.10	Estabilidad global	174
3.10	El programa GawacWin®	175
3.11	Tablas de verificación rápida.	177
4.	ESTRUCTURAS EN GAVIONES – INFORMACIONES COMPLEMENTARES	183
4.1	Material de llenado	183
4.2	Colocación en Obra	184
4.2.1	Como colocar los Gaviones tipo Caja.	184
4.2.1.1	Trabajos Preliminares	184

4.2.1.2	Montaje	185
4.2.1.3	Colocación.	186
4.2.1.4	Llenado	187
4.2.1.5	Cierre.	189
4.2.2	Como colocar los Gaviones tipo Saco	189
4.2.2.1	Trabajos Preliminares	189
4.2.2.2	Montaje	190
4.2.2.3	Llenado y cierre.	192
4.2.2.4	Colocación.	192
4.2.3	Como colocar los Gaviones tipo Colchón Reno®	194
4.2.3.1	Operaciones Preliminares.	194
4.2.3.2	Montaje	194
4.2.3.3	Colocación.	196
4.2.3.4	Llenado	197
4.2.3.5	Cierre.	197
4.3	Terraplén	198
4.4	Drenajes	200
4.4.1	Drenaje superficial	201
4.4.2	Drenaje profundo	203
4.4.3	Necesidad de filtros de protección	206
4.4.3.1	Filtración con utilización de geotextiles.	207
4.4.3.1.1	La Permeabilidad	208
4.4.3.1.2	La Retención.	208
4.4.3.2	Colocación del geotextil	210
4.5	Informaciones prácticas complementares.	211
4.5.1	Nivel de la fundación.	211
4.5.2	Preparación de la fundación	211
4.5.3	Gaviones de las camadas inferiores.	212
4.5.4	Posición de los gaviones en la estructura	212
4.5.5	Escalonamiento entre camadas	212
4.5.6	Escalonamiento interno y externo.	213
4.5.7	Plataformas de deformación	213
4.5.8	Transposición de tubos, vigas, etc	214
4.5.9	Transposición con otros tipos de estructuras	215
5.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	217

1. INTRODUCCIÓN



Esta memoria se propone ofrecer algunas indicaciones, exponer criterios generales y nuevos desarrollos de la técnica para el dimensionamiento, diseño y ejecución de obras de contención flexibles en gaviones.



Serán examinados, por esto, los resultados conseguidos en experiencias y ensayos realizados por Maccaferri, dirigidos al estudio de la eficiencia, resistencia y funcionamiento de tales estructuras.



El propósito de Maccaferri es el de aportar nuevas y útiles contribuciones en los sectores de diseño y ejecución de obras de contención, facilitando el trabajo de los Proyectistas y de los Constructores que utilicen las estructuras en gaviones.



Para un examen más detallado sobre los argumentos aquí tratados, fue considerado más oportuno remeter el lector a textos especializados de los cuales son indicadas las necesarias referencias bibliográficas.



En este manual serán presentados ejemplos numéricos detallados de la aplicación de las metodologías de cálculo expuestas, así como algunos detalles sobre la utilización de los gaviones.



Maccaferri queda a completa disposición para colaborar en la solución de problemas particulares, colocando a disposición el patrimonio de experiencia adquirido en más de cien años en todo el mundo.



2. MUROS DE CONTENCIÓN

2.1 Definición de los muros de contención

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

Las estructuras de contención están entre las más antiguas construcciones humanas, acompañando la civilización desde las primeras construcciones en piedra de la prehistoria. Sin embargo, su dimensionamiento en bases racionales, utilizando modelos teóricos, sólo se desarrolló a partir del siglo XVIII. En 1773, Coulomb presentó su trabajo “*Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*”. En uno de los capítulos de este trabajo Coulomb trata acerca de la determinación del empuje lateral aplicado por el suelo sobre una estructura de contención. Esta determinación es el paso más importante en el dimensionamiento de una estructura de contención. El trabajo de Coulomb se constituye, aún hoy, en una de las bases principales de los métodos corrientes de dimensionamiento de muros de contención. Inclusive con el desarrollo de la moderna Mecánica de Suelos, el modelo idealizado por Coulomb continua siendo ampliamente aplicado. El artículo original de Coulomb se encuentra reproducido en el libro de Heyman [1], junto con un análisis histórico del desarrollo de las teorías de determinación de empujes del terreno.

El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible. Estos modelos deben tener en cuenta las características de los materiales que influyen en el comportamiento global, además de la geometría y las condiciones locales.

Del lado del macizo deben ser considerados su peso propio, resistencia, deformabilidad y geometría. Aparte de eso, son necesarios datos sobre las condiciones de drenaje local y cargas externas aplicadas sobre el suelo. Del lado de la estructura deben ser considerados su geometría, material empleado y sistema constructivo adoptado. Finalmente, del punto de

vista de la interacción, deben ser consideradas en el análisis las características de las interfaces entre el suelo y la estructura, además de la secuencia constructiva.

2.2 Estructuras de contención a gravedad

Mientras estructuras como los tablestacados y las paredes ancladas generalmente recurren a métodos de soporte auxiliares para mantenerse estables, las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad.

Los materiales utilizados y la forma de la estructura de contención a gravedad son muy variados. La estructura (muro) es formada por un cuerpo macizo que puede ser construido en concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, gaviones o hasta una combinación de varios tipos de materiales.

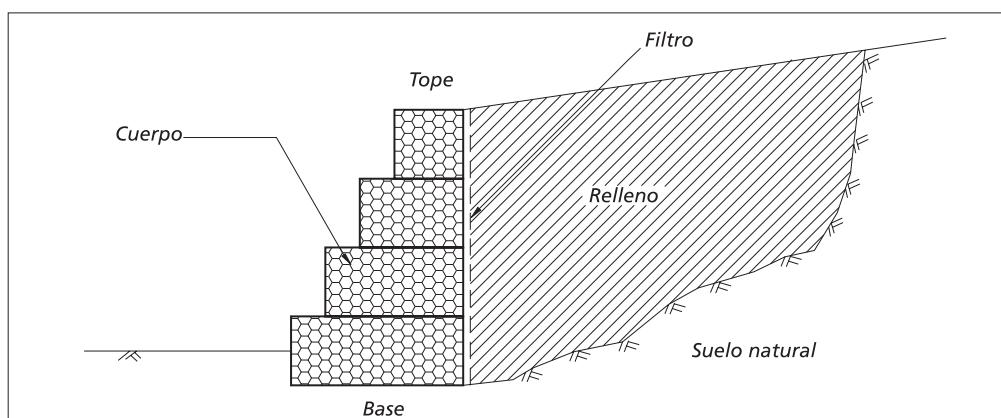


Figura 2.2.1 - Representación básica de un muro de contención de gravedad en gaviones

Su estabilidad frente al empuje ejercido por el bloque de suelo contenido es provista por su peso propio, de ahí su nombre. En la figura 2.2.1 son mostrados los principales elementos que componen este tipo de estructura y sus denominaciones.

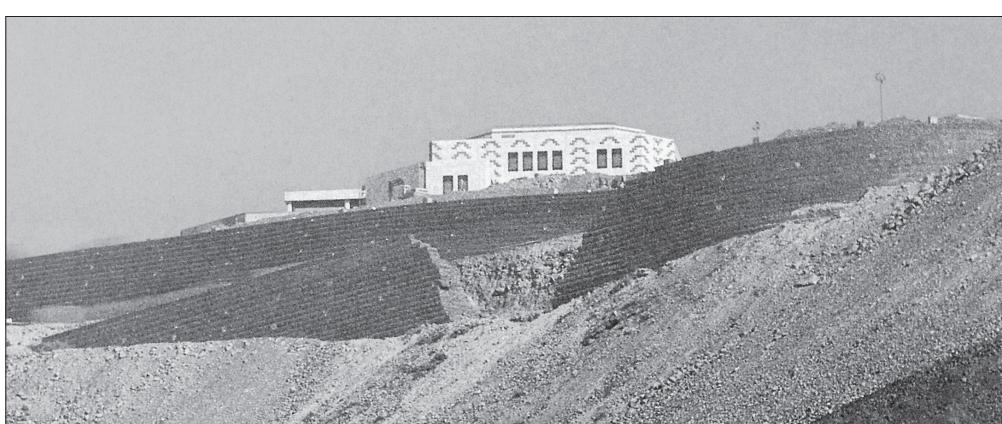


Figura 2.2.2 - Arabia Saudita - Muros de contención en el palacio Real en Medina

Una de las características más importantes de las estructuras a gravedad es el lanzado y compactación del suelo de relleno después o, en el caso de las estructuras en gaviones, durante la construcción del muro, reconstituyendo o formando un nuevo macizo. Esto significa que, para la ejecución de la estructura es muchas veces necesaria la excavación del terreno natural. De esta forma, el bloque de suelo contenido es casi siempre compuesto por una parte de suelo natural y una parte de material de relleno. Esto confiere al bloque de suelo una heterogeneidad inevitable y la superficie de contacto entre el suelo natural y el relleno podrá constituir una posible superficie de deslizamiento.

La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución. Para su construcción no se requiere, en general, mano de obra especializada. Sin embargo, para vencer desniveles muy altos el consumo de material es muy elevado, lo que restringe su utilización a estructuras de pequeño y mediano tamaño.

En función del tipo de material utilizado para su construcción, estas estructuras pueden ser subdivididas en:

- **Estructuras rígidas:** Aquéllas construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación (ej.: concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.).

Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación que son:

Exigen buen terreno de fundación (no aceptan deformaciones o asentamientos);
Necesitan de un eficiente sistema de drenaje;
En general, el relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura.

- **Estructuras flexibles:** Aquéllas formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia (ej.: gaviones, bloques articulados, etc.).

La actual velocidad del desarrollo urbano y vial exige de la ingeniería, con frecuencia, soluciones modernas y eficientes para la contención de taludes y laderas. Estas soluciones deben conjugar alta performance de trabajo, simplicidad constructiva y costo atractivo, pues, caso contrario, se transforman en un factor obstaculizador para la viabilización de proyectos.

La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso e individualizado, en función de diferentes factores:

- **Físicos:** altura de la estructura, espacio disponible para su implantación, dificultad de acceso, sobrecargas etc.
- **Geotécnicos:** tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de soporte del suelo de apoyo etc.
- **Económicos:** disponibilidad de materiales y de mano de obra calificada para la construcción de la estructura, tiempo de ejecución, clima local, costo final de la estructura etc.

Un análisis general de los beneficios y límites de cada alternativa disponible permite concluir que las soluciones que utilizan mallas metálicas, como las estructuras de gravedad en gaviones, presentan características de construcción, comportamiento y costos que las tornan ventajosas para una gran gama de aplicaciones.

2.3 Estructuras de contención en gaviones

Las estructuras de gravedad en gaviones ya son un tradicional sistema de contención. Su origen es italiano y fueron empleadas, por primera vez en su versión moderna, al final del siglo XIX. Desde entonces su utilización es creciente y los campos de utilización son más amplios cada día. En América Latina esta solución comenzó a ser utilizada al inicio de los años 70 y hoy ya existen muchas obras en todos los países de la región.



Figura 2.3.1 - Brasil - Conjunto de estructuras que forman plataformas

Son constituidas por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras. Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, en la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

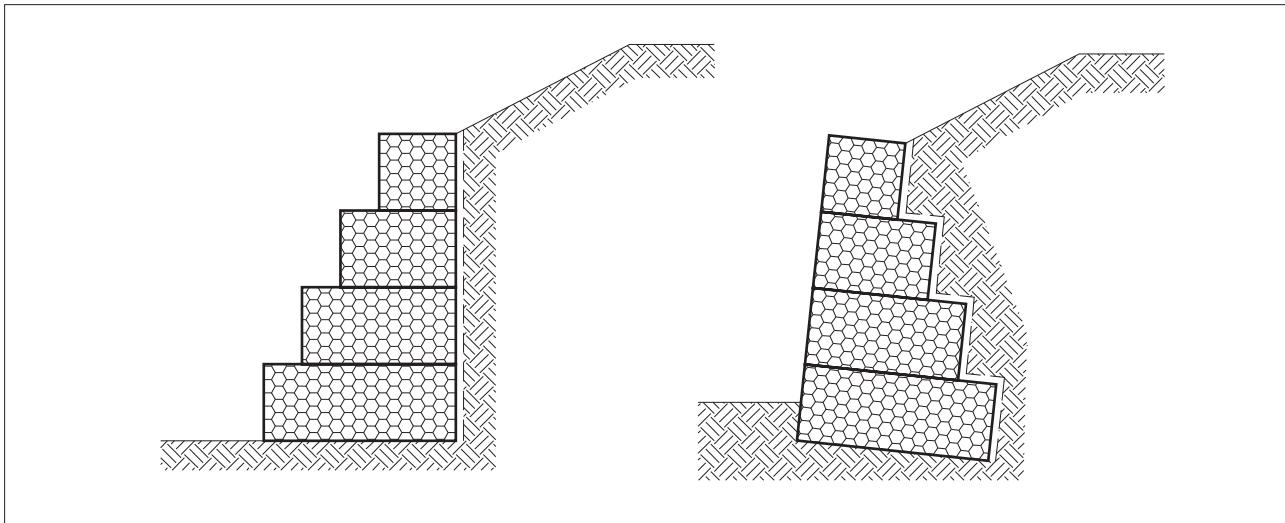


Figura 2.3.2 - Muro de gaviones con escalones externos y con escalones internos

Todas las unidades son firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, de modo de formar una estructura continua.

La elección del material a ser usado, sea en lo que se refiere a las características de la malla o en el material de relleno, es de fundamental importancia para la obtención de una estructura realmente eficaz.

La malla, en particular, debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica;
- Elevada resistencia contra la corrosión;
- Buena flexibilidad;
- No ser fácil de destejer o desmallar.

El tipo de malla metálica que mejor atiende a estos requisitos es aquélla del tipo hexagonal de doble torsión, producida con alambres de bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de 95% zinc, 5% de aluminio y tierras raras ($Zn 5Al MM = Galfan®$), con o sin revestimiento plástico.

Como ya fue mencionado, la construcción de un muro de gaviones es extremadamente simple, sin embargo la estructura final tendrá características técnicas muy importantes. De hecho, podemos considerar las contenciones en gaviones como estructuras:

Monolíticas: Todos los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre si a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas en contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.



Figura 2.3.3 - Venezuela - Sección robusta donde se observa la monolitidad del conjunto

Resistentes: Es equivocada la impresión de que una estructura formada por redes metálicas no tiene resistencia estructural o larga vida útil. Las redes utilizadas son hechas en malla hexagonal de doble torsión. Este tipo de malla proporciona distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidas y tienen resistencia nominal a la tracción conforme a la tabla 2.5.2. La doble torsión impide el destejido de la red, en caso ocurra la rotura de alguno de los alambres que la componen.

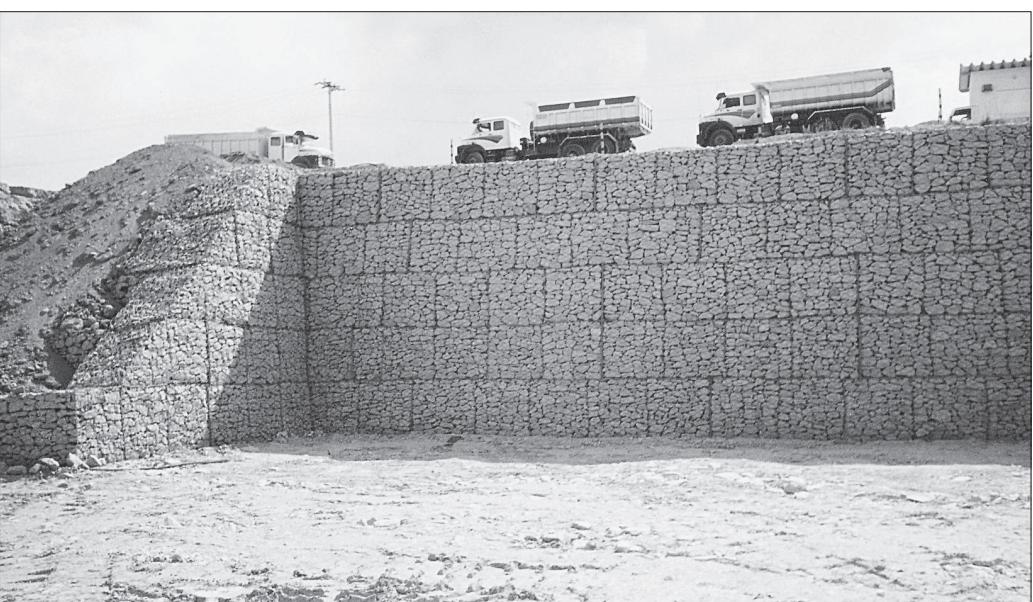


Figura 2.3.4 - Brasil - Contención para acceso a chancadora

Durables: Para garantizar mayor durabilidad, los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión. El primer tipo de revestimiento es el resultado de una tecnología moderna y consiste de una aleación compuesta por Zinc, Aluminio y Tierras Raras (Zn 5Al MM = Galfan®) que es aplicada al alambre por inmersión en caliente. Este revestimiento es utilizado cuando la estructura está localizada en un ambiente no agresivo. En estas condiciones la vida útil del revestimiento supera por mucho los 50 años. Cuando la estructura está en contacto directo con ambientes químicamente agresivos (urbanos o no), ambientes marinos o zonas con alto grado de contaminación, es necesario el uso de un revestimiento adicional en material plástico (Zn 5Al MM + plástico), lo que torna al alambre totalmente inerte frente ataques químicos.

Estos revestimientos, aplicados a los alambres que forman las mallas de los gaviones, garantizan que el deterioro de la estructura será extremadamente lento y con efectos menos graves de lo que se registra en cualquier otro tipo de solución, aun cuando sean usadas en ambientes agresivos, caracterizándose como obras definitivas.

Se debe también considerar que, con el tiempo, la colmatación de los vacíos entre las piedras causada por la deposición del suelo transportado por el agua y/o el viento y el crecimiento de las raíces de las plantas que se desarrollan en los gaviones, consolidan aun más la estructura y aumentan su peso mejorando su estabilidad.

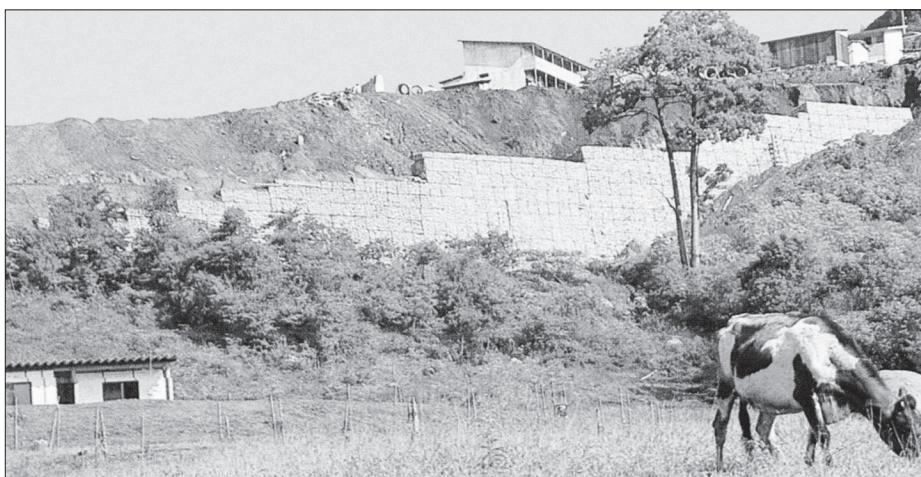


Figura 2.3.5 - Brasil - Contención ejecutada en 1986

Armadas: Son estructuras armadas, en condición de resistir las solicitudes de tracción y corte. La armadura metálica no sólo tiene la función de contener las piedras, sino también de soportar y distribuir los esfuerzos de tracción originados de aquellos que actúan sobre la estructura, aun cuando tales esfuerzos son consecuencia de asentamientos o deformaciones localizados y no previstos en el cálculo. Tal característica, inexistente en las contenciones de piedra emboquillada y concreto ciclópeo, es de fundamental importancia cuando la estructura está apoyada sobre suelos de pobres características físicas.

Flexibles: Permiten la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a su flexibilidad es el único tipo de estructura que no requiere fundaciones profundas, aun cuando son construidas sobre suelos con baja capacidad de soporte. Esa característica también permite, en la mayoría de los casos, que la estructura se deforme mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.

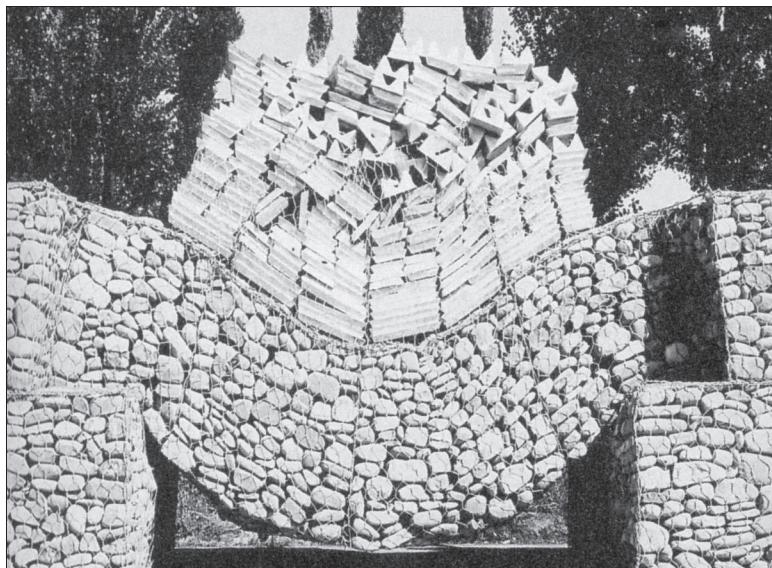


Figura 2.3.6 - Italia - Prueba de carga realizada por la Maccaferri

Permeables: Un eficiente sistema drenante es indispensable para una buena performance y vida útil de las estructuras de contención. Las contenciones en gaviones, por las características intrínsecas de los materiales que las componen, son totalmente permeables y, por lo tanto autodrenantes, aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura. Es necesario comentar que los problemas con drenaje son la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.



Figura 2.3.7 - Bolivia - Detalle de la característica de ser autodrenante

De bajo impacto ambiental: Actualmente las obras de ingeniería de infraestructura deben causar el menor impacto posible al medio ambiente necesitando la aprobación, sobre este enfoque, por parte de los órganos competentes. Las estructuras en gaviones se adaptan muy bien a este concepto, durante su construcción y a lo largo de la vida útil de la obra. Debido a su composición no interponen una barrera impermeable para las aguas de infiltración y percolación. Con eso, principalmente en obras de protección hidráulica, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es el mínimo posible. Se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema, anterior a la obra, se recupere casi totalmente.

En las situaciones en que el impacto visual de la estructura pueda causar perjuicio al medio, se puede fomentar el crecimiento de vegetación sobre la misma, haciendo que los gaviones se integren perfectamente a la vegetación local. Esta técnica es bastante común en las obras de contención en áreas residenciales.

Otras situaciones exigen un aspecto arquitectónico y paisajístico agradable de la obra y, las estructuras en gaviones, por los materiales utilizados, presentan texturas y colores que, según la situación, se pueden mezclar con el medio circundante integrándose visualmente al lugar o generando un destaque impactante.

Tales características hacen que las estructuras en gaviones sean preferidas y ampliamente utilizadas en obras con gran preocupación paisajística y ambiental.



Figura 2.3.8 - Ejemplos de contenciones con bajo impacto ambiental

Prácticas y versátiles: Presentan extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados son secos - gaviones (fardos metálicos), piedras y tablas (para encofrados) - y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos está formada básicamente por peones (ayudantes), dirigidos por maestros de obras. Debido a estas características, pueden ser construidas sobre cualquier condición ambiental, con o sin

equipamiento mecánico aun en lugares de difícil acceso.

Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas en lugares con pocos recursos, pudiendo también ser construidas bajo el régimen comunitario, trayendo, en ambos casos, beneficios sociales a la comunidad local.

Cuando se opta por el llenado mecánico de los elementos, se puede usar cualquier tipo de equipo destinado a excavación en obras de movimiento de tierras.

Toda estructura en gaviones entra en funcionamiento apenas los elementos son llenados, esto es, inmediatamente, no siendo necesarios tiempos de fraguado y desencofrado. Eso permite que el relleno sea efectuado simultáneamente a la construcción del muro. Para ciertas aplicaciones, esa característica puede ser muy importante en la operatividad y avance de la obra.

Otro punto a ser destacado es que una eventual modificación o ampliación de la estructura, necesaria en función de las variaciones en la configuración local o en el comportamiento hidráulico o estático de la obra, puede ser realizada con solo adicionar o retirar elementos de la estructura original.

En caso sea necesario, eventuales servicios de mantenimiento en elementos con redes dañadas pueden ser realizados de manera fácil y rápida, superponiendo y amarrando un nuevo panel a aquel que ha sido dañado.



Figura 2.3.9 - França - Estructuras con función estética y arquitectónica

Económicas: Cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra.

2.4 Los gaviones

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

Para las estructuras de contención a gravedad pueden ser utilizados los siguientes tipos:

2.4.1 Gaviones tipo caja

El gavión tipo caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A este paño base son unidos, durante la fabricación, paneles que formarán las dos paredes de las extremidades y los diafragmas (figura 2.4.1).

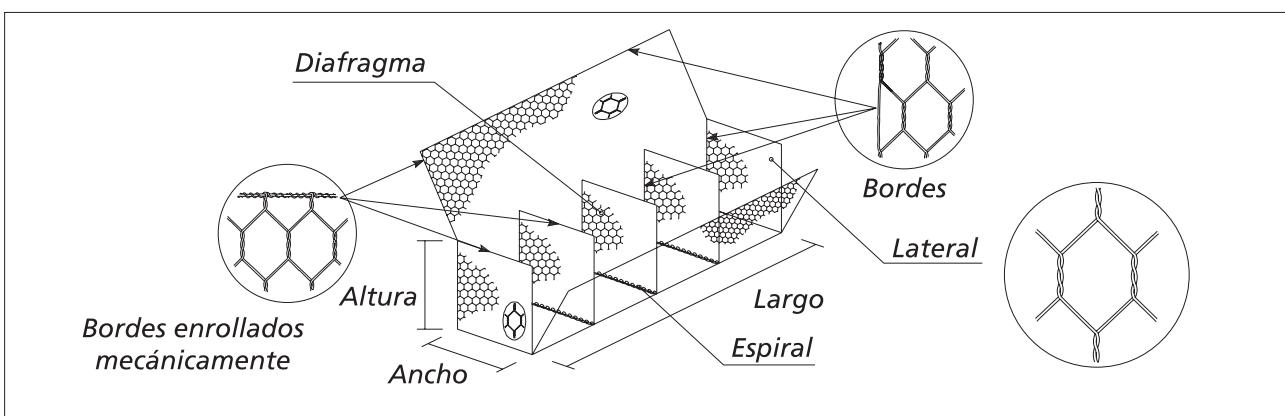


Figura 2.4.1 - Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja

Después de retirado del fardo, cada elemento debe ser completamente desdoblado y montado en obra, asumiendo la forma de un paralelepípedo (figura 2.4.1). Es posteriormente transportado e instalado, conforme a lo definido en el proyecto y amarrado, aún vacío, a los gaviones adyacentes (ver capítulo 4.2.1 “Como colocar los gaviones tipo caja”).

Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestidos con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan®), que confiere protección contra la corrosión. Cuando está en contacto con agua, es aconsejable que sea utilizada la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la

corrosión.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1,5 m;
- el ancho es siempre de 1 m;
- y el alto puede ser de 0,5 m o 1,0 m.

A pedido, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estándar.

Gaviones Caja con Diafragmas				
Dimensiones Estándar			Volumen [m ³]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Alto [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Tabla 2.4.1 - Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja

Son las estructuras flexibles más adecuadas para la construcción de obras de contención.



Figura 2.4.2 - Detalle constructivo de obra con gaviones caja

2.4.2 Gaviones tipo saco

Los gaviones tipo saco son estructuras metálicas, con forma de cilindro, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento en obra (figura 2.4.3).

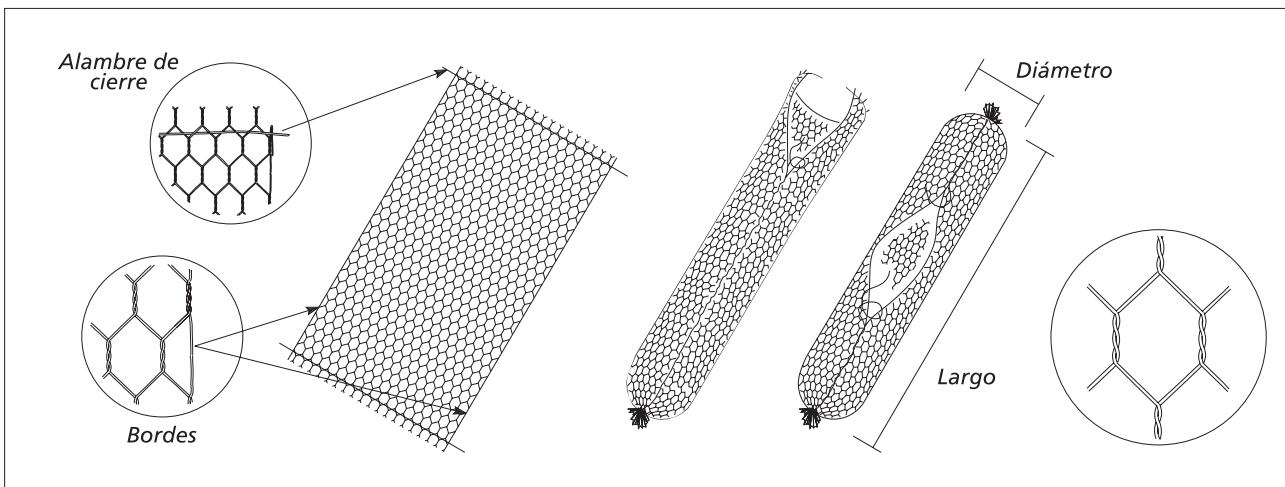


Figura 2.4.3 - Elementos constituyentes de los gaviones tipo saco

Es un tipo de gavión extremadamente versátil debido a su formato cilíndrico y método constructivo, siendo que las operaciones de montaje y llenado son realizadas en obra para su posterior instalación, con el auxilio de equipos mecánicos.

Generalmente es empleado como apoyo para estructuras de contención, en presencia de agua o sobre suelos de baja capacidad de soporte, debido a su extrema facilidad de colocación.

Estas características hacen del gavión saco una herramienta fundamental en obras de emergencia. Después de montado, es llenado con rapidez, cerca del lugar de utilización. Su llenado es realizado por el extremo (tipo saco) o por el costado (tipo bolsa). Después de concluidas estas etapas, los gaviones tipo saco pueden ser almacenados para su posterior aplicación o pueden ser inmediatamente colocados en el lugar de aplicación con el auxilio de una grúa.

El llenado con piedras no depende de una colocación tan cuidadosa como en los gaviones tipo caja, debido a las características y funciones que desempeñan en las obras en que son empleados. La menor dimensión de las piedras nunca debe ser menor que la abertura de la malla. Los amarres entre los gaviones tipo saco no son necesarios (ver capítulo 4.2.2 "Como colocar los gaviones tipo saco").

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestidos con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan®), que confiere protección contra la corrosión. Como estos elementos trabajan en contacto constante con agua y en ambientes normalmente agresivos, se utiliza, para la producción de los gaviones tipo saco, la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión.

Las dimensiones de los gaviones saco son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 6 m;
- El diámetro es siempre de 0,65 m;

A pedido, pueden ser fabricados gaviones tipo saco de medidas diferentes de las estándar.

Gaviones Tipo Saco		
Dimensiones Estándar		Volumen [m³]
Largo [m]	Diámetro [m]	
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00

Tabela 2.4.2 - Dimensiones estándar de los gaviones saco



Figura 2.4.5 - Uso de gaviones saco con obra en presencia de agua

2.4.3 Gaviones tipo colchón Reno®

El colchón Reno® es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor. Es formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión (figura 2.4.6).

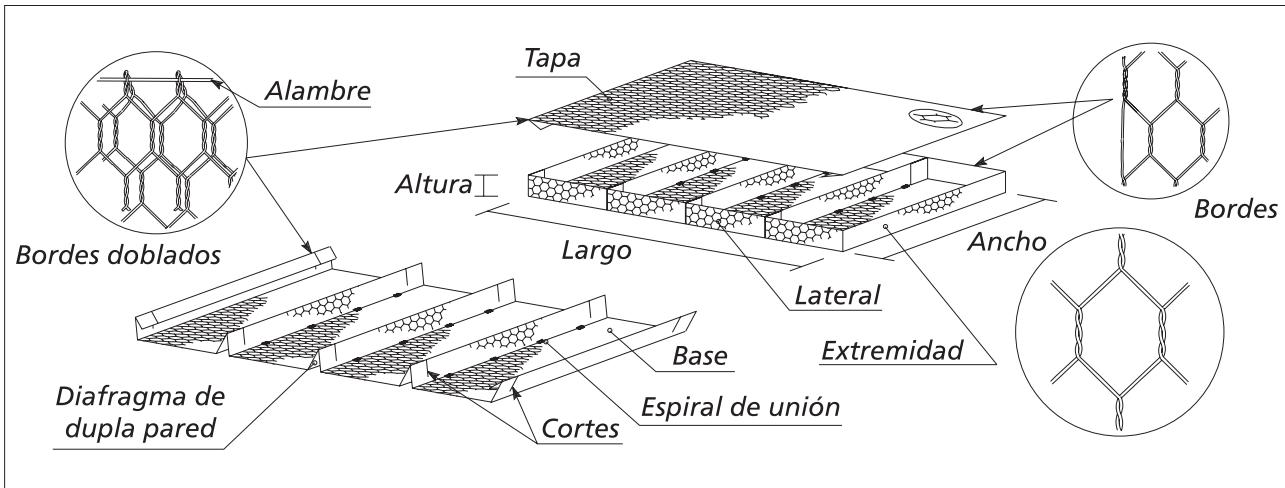


Figura 2.4.6 - Elementos constituyentes de los colchones Reno®

El paño que forma la base es doblado, durante la producción, para formar los diafragmas, uno a cada metro, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros cuadrados. En obra, el colchón es desdoblado y montado para que asuma la forma de paralelepípedo. Posteriormente es transportado y ubicado conforme a lo especificado en el proyecto y, cosido, aún vacío, a los colchones Reno® adyacentes (ver capítulo 4.2.3 “Como colocar los colchones Reno®”).

Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.

Son estructuras flexibles adecuadas para la construcción de obras complementarias tales como plataformas de deformación para proteger la base de los muros, canaletas de drenaje, revestimiento de taludes además de su función principal, que es actuar como revestimiento flexible de márgenes y fondos de cursos de agua.

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan®), que confiere protección contra la corrosión. Como estos elementos trabajan en contacto constante con agua y en ambientes normalmente agresivos, utilizándose, para la producción de colchones Reno®, la malla producida con alambre con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión. Se debe recordar que, aún cuando en la fase de diseño el análisis del agua indique que esta no

es agresiva, es casi imposible hacer previsiones sobre cuales serán su calidad después de algunos años.

Para el correcto dimensionamiento de los colchones Reno® consulte el manual técnico “Revestimientos de canales y cursos de agua” editado por Maccaferri.

Cuando sea necesario, los colchones Reno® pueden ser montados, prearmados y posteriormente colocados en agua, con el auxilio de equipos mecánicos.

Las dimensiones de los colchones Reno® son estandarizadas. Su longitud, siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6 m, en cuanto a su ancho es siempre de 2 m. Su espesor puede variar entre 0,17 m, 0,23 m y 0,30 m. A pedido, pueden ser fabricados colchones Reno® de medidas diferentes de las estándar.

Colchones Reno®				
Dimensiones Estándar			Área [m ²]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Altura [m]		
3,00	2,00	0,17	6	2
4,00	2,00	0,17	8	3
5,00	2,00	0,17	10	4
6,00	2,00	0,17	12	5
3,00	2,00	0,23	6	2
4,00	2,00	0,23	8	3
5,00	2,00	0,23	10	4
6,00	2,00	0,23	12	5
3,00	2,00	0,30	6	2
4,00	2,00	0,30	8	3
5,00	2,00	0,30	10	4
6,00	2,00	0,30	12	5

Tabela 2.4.3 - Dimensiones estándar de gaviones tipo colchón Reno®



Figura 2.4.7 - Construcción de plataformas de deformación en colchones Reno®

2.5 Estructuras en Gaviones: Ensayos Experimentales y Referencias

A partir de las características de las estructuras en gaviones, se deduce que, para obras de contención, los criterios de cálculo deben considerar la naturaleza particular del material “gavión” y sus características físicas y mecánicas.

A continuación serán presentados los resultados, observaciones y conclusiones de pruebas realizadas por Maccaferri con el objetivo de individualizar los problemas inherentes a las estructuras en gaviones.

2.5.1 Ensayos de Resistencia sobre Gaviones en Escala Real

2.5.1.1 Ensayo de Compresión Simple

Las primeras pruebas efectuadas fueron las de compresión simple sin restricción lateral (con deformaciones libres laterales). Estaban orientadas a formular indicaciones sobre:

- La máxima resistencia del gavón a compresión;
- La secuencia de fenómenos que acompañan la deformación progresiva del gavón debido a las cargas crecientes;
- El colapso de la estructura (acomodación del material de relleno, fracturas de las piedras, deformación y ruptura de la malla con la consecuente fuga de piedras);
- La influencia del sentido de las mallas con respecto a los puntos de aplicación de carga;
- El efecto de la presencia de eventuales diafragmas incorporados a los gaviones.

Para verificar la eventual influencia del sistema de aplicación de carga sobre la malla que confina las piedras, algunas de las pruebas efectuadas sobre gaviones simples fueron repetidas sobre dos gaviones superpuestos. Para cada tipo de gavón fueron efectuadas 3 a 4 pruebas.

El tipo de estructura usado, su esquema (que representa la posición de las mallas en las caras verticales libres y la eventual presencia de diafragmas internos), la sigla que indica la muestra, las dimensiones iniciales de la muestra antes de la aplicación de la carga vertical creciente, son indicadas en la tabla 2.5.1.

Resultó confirmada la grande ductilidad de los gaviones que se deforman sensiblemente antes de alcanzar la ruptura. Tal ruptura ocurre bajo valores de tensión de compresión de 30 a 40 kg/cm², en los ensayos en los cuales la disposición de la malla y/o la presencia de los diafragmas, permiten un mayor confinamiento de las piedras de relleno y también para las pruebas de compresión con restricción lateral (con confinamiento de las laterales, a través de la disposición de dos placas verticales de acero, oportunamente engrigecidas, confinando dos paredes laterales opuestas).

Tipo de Gaviones	Esquema de Montaje	Nombre	Dimensiones iniciales		P _{máx} [t]	σ _{máx} kg/cm ²	Dimensiones finales	
			Base [m]	Alt [m]			Base [m]	Alt. [m]
Prueba con los hexágonos de las mallas en posición vertical		A/1	0,50 x 0,52	0,49	90,5	34,8	no medido	0,215
		A/2	0,53 x 0,55	0,47	120	41,2	0,81 x 0,85	0,235
		A/3	0,54 x 0,57	0,46	75	24,4	0,82 x 0,85	0,245
		A/4	0,53 x 0,56	0,50	93	31,3	0,82 x 0,85	0,260
Prueba con los hexágonos de las mallas en posición horizontal		Ao/1	0,47 x 0,57	0,53	25	9,3	0,67 x 0,74	0,390
		Ao/2	0,49 x 0,53	0,52	31	11,3	no medido	0,405
		Ao/3	0,48 x 0,58	0,53	31	11,1	0,74 x 0,72	0,360
Con diafragma horizontal: malla vertical en dos paredes y horizontales en las otras dos		B/1	0,48 x 0,50	0,52	105	43,8	no medido	0,260
		B/2	0,48 x 0,50	0,53	85	35,4	0,79 x 0,76	0,280
		B/3	0,47 x 0,51	0,55	112,5	46,9	no medido	0,225
		B/4	0,47 x 0,51	0,55	100	41,7	0,78 x 0,78	0,270
Con diafragma vertical: mallas verticales en todas las paredes		C/1	0,50 x 0,53	0,47	67,7	25,6	0,76 x 0,86	0,230
		C/2	0,50 x 0,59	0,48	120	40,7	0,80 x 0,88	0,210
		C/3	0,51 x 0,60	0,50	136	40,4	no medido	0,230
Prueba realizada con dos gaviones, uno encima del otro, con mallas horizontales		(Ao+Ao)/1	0,50 x 0,58	1,00	30	10,3	no medido	0,685
		(Ao+Ao)/2	0,50 x 0,56	1,05	28,5	10,2	0,75 x 0,72	0,775
		(Ao+Ao)/3	0,52 x 0,61	1,02	27	8,5	no medido	0,790
Idéntico al anterior con dos gaviones, con mallas horizontales en dos paredes y verticales en las otras y diafragmas horizontales		(B+B)/1	0,50 x 0,54	1,10	45	16,5	no medido	0,570
		(B+B)/2	0,46 x 0,51	1,09	34,5	15,7	0,70 x 0,74	0,610
		(B+B)/3	0,48 x 0,50	1,80	40	16,7	0,73 x 0,80	0,580

Tabla 2.5.1 - Ensayos de compresión simple sobre los gaviones [13]

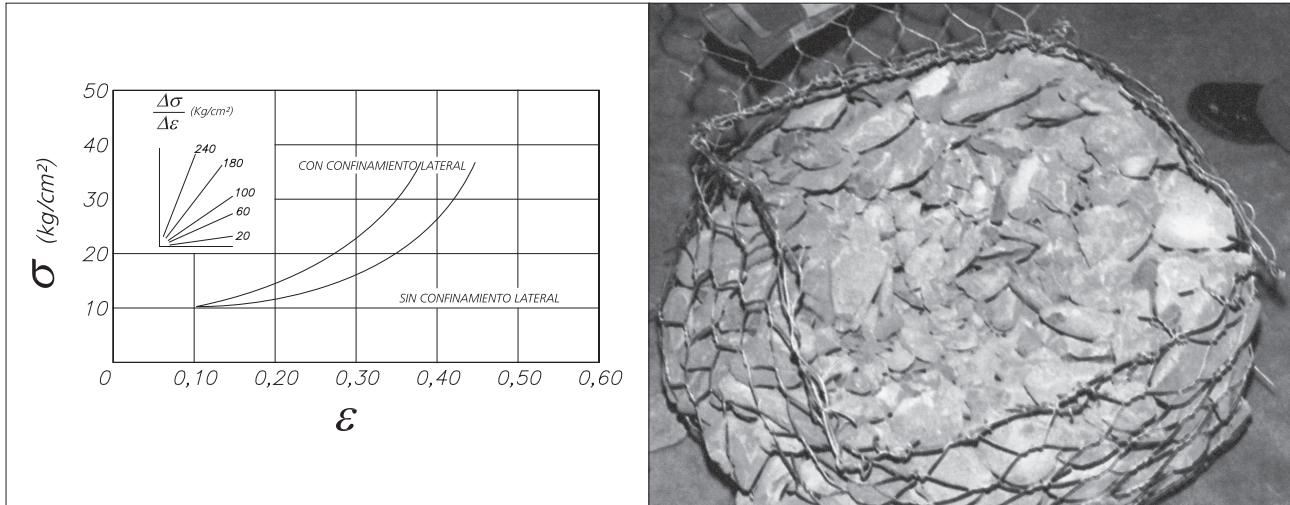


Figura 2.5.1- Curvas experimentales $\sigma \times \varepsilon$ de los ensayos de compresión simple sobre gaviones con y sin confinamiento lateral.

Figura 2.5.2 - Fenômeno de ruptura de las piedras después de finalizado el ensayo.

2.5.1.2 Ensayo de Compresión con Restricción Lateral

Con tal terminología se quiere hacer referencia a un tipo de ensayo en el cual prevalece la influencia de las tensiones tangenciales sobre las normales. El tipo y esquema de la estructura sometida al ensayo, las dimensiones de su sección, la carga alcanzada P , la tensión tangencial media máxima τ y las deflexiones (flecha) máximas “ H ”, están indicadas en la tabla 2.5.2. Los resultados de los ensayos son mostrados en la figura 2.5.3 y muestran una notable resistencia al corte de los gaviones, acompañado por considerables deformaciones. La resistencia al corte es proveída por la presencia de la malla y, por tanto, puede ser aumentada a través de la adecuación de la misma o por la introducción de diafragmas (figura 2.5.3).

También en las pruebas de corte se observó una cierta acomodación inicial de las piedras, con deformaciones relativamente grandes, seguidas por una fase de endurecimiento, en la cual la estructura resulta más rígida, conforme la resistencia de la malla pasa a ser más solicitada.

En la tabla 2.5.2 están indicados los valores del módulo tangencial “ $G = \tau / (2H/l)$ ”, donde “ l ” es el valor libre entre los apoyos, de aproximadamente 0,55 metros, calculado para la carga máxima y para una carga “ $P = 2500$ kg” (que corresponde medianamente al inicio de la fase rígida – ver diagrama “ $H \times \tau$ ” de la figura 2.5.3).

	Disposición de los Gaviones	Dimensión de la Sección [m]	Carga Máxima P [t]	Tensión Tangencial Máxima τ_{\max} [kg/cm ²]	Deflexión Máxima H [m]	Módulo Tangencial para $P=P_{\max}$ $\frac{\tau_{\max}}{2.H/I}$ [kg/cm ²]	Módulo Tangencial para $P=2500\text{kg}$ $\frac{\tau_{\max}}{2.H/I}$ [kg/cm ²]
1		0,54 x 0,53	12,20	2,13	0,16	3,65	2,12
2		0,48 x 0,55	9,60	1,82	0,21	2,40	1,75
3		0,53 x 0,53	11,10	1,98	0,13	4,20	2,55

Tabla 2.5.2 - Ensayos de resistencia al corte en gaviones

2.5.2 Interpretación de los Resultados

Los resultados de las experiencias, resúmenes y comentarios presentes en los párrafos anteriores pueden servir para definir algunos aspectos del comportamiento del material que constituye la estructura en gaviones, aspectos útiles para fines de aplicación práctica.

a) Inicialmente sea en las pruebas de “compresión simples”, o aquellas de “corte”, tales ensayos mostraron que a lo largo del primer ciclo de carga, no es posible definir un proceso de deformaciones que sea reversible, así mismo, la parte irreversible de la deformación crece considerablemente con el aumento de esta última (deformación). En otras palabras, el comportamiento del material puede ser considerado solamente como siendo elástico cuando los valores de tensión fueran bajos, siendo obvio que las condiciones son mejoradas si los gaviones son cargados con el confinamiento de dos caras opuestas, restringiendo la ocurrencia de deformaciones a un único plano, lo que equivale a imponer un estado de deformación plana.

Se debe notar que, en la práctica, tales condiciones se verifican con frecuencia, en ciertos aspectos la prueba de compresión con restricción lateral resulta mas representativa que la prueba a compresión simple.

- b) Superada la fase de comportamiento "elástico", como ya se esclareció, en las partes internas de los gaviones ocurren fracturas de las piedras como consecuencia del movimiento interno y aumento de la densidad. Las deformaciones asociadas a este comportamiento son de naturaleza irreversible y en tal caso se puede hablar de comportamiento "plástico" del material. Los diagramas tensión x deformación muestran claramente que al aumentar las cargas, la rigidez del material crece y, por otra parte, no se alcanza el campo de las grandes deformaciones y una verdadera y propia ruptura de las muestras. Las dos circunstancias citadas permiten definir el comportamiento del material como del tipo plástico-rígido, con adaptaciones que, para fines prácticos, se pueden considerar indefinidos.
- c) El formato de los diagramas tensión x deformación (correspondiente, por ejemplo, a las pruebas de compresión simple) tiene una correlación directa (en paridad de otras condiciones y en particular de la densidad o grado de llenado de los gaviones) con la orientación de las mallas de la red. Las redes están dispuestas de tal modo a contraponerse eficazmente a las deformaciones transversales que reducen la ductilidad de la muestra. Los diafragmas horizontales intermedios también son eficientes en esta función. Tal resultado constituye la evidencia experimental, de que la resistencia de los gaviones es substancialmente función de la acción de confinamiento que las mallas operan sobre las piedras.

Interpretando el comportamiento de los gaviones según los criterios de resistencia adoptados comúnmente para los suelos, por ejemplo, el criterio de Mohr-Coulomb, se puede concluir que la acción de confinamiento de las redes sobre el material pétreo corresponde al empuje activo. Por otro lado, las condiciones de trabajo en las estructuras en ejercicio son parecidas a la situación experimental de restricción lateral (a la acción de confinamiento de las redes se agrega el confinamiento ejercido por los gaviones adyacentes), con un notable aumento de resistencia (en igualdad de deformaciones, la carga absorbida en la prueba con restricción lateral es cerca del doble de aquella absorbida con deformación libre - figura 2.5.1).

Esto es equivalente a un aumento de ángulo de fricción interna del material confinado de cerca de 5%. Por otro lado, no es consistente considerar el gavión llenado como un suelo no cohesivo, teniendo en cuenta la resistencia al corte evidenciada en las pruebas. Tal resistencia al corte debe entonces ser interpretada como un mecanismo de absorción de cargas, similar a aquella de una viga armada, o también, en el ámbito de los criterios de resistencia del suelo, considerar el gavión definitivamente dotado de un elevado ángulo de fricción interna y también de una elevada cohesión.

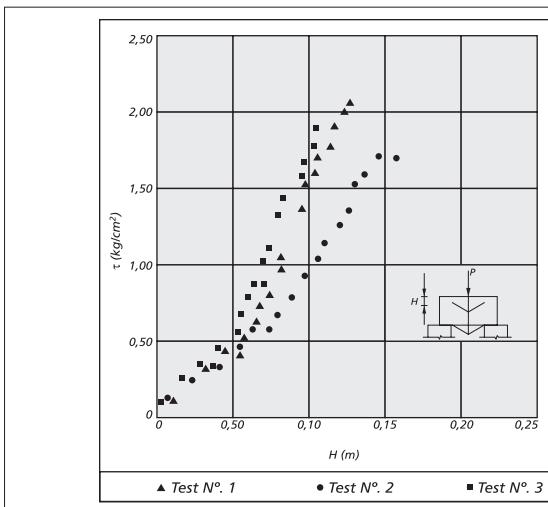


Figura 2.5.3 - Gráfico experimental $\tau \times H$ de la prueba de corte

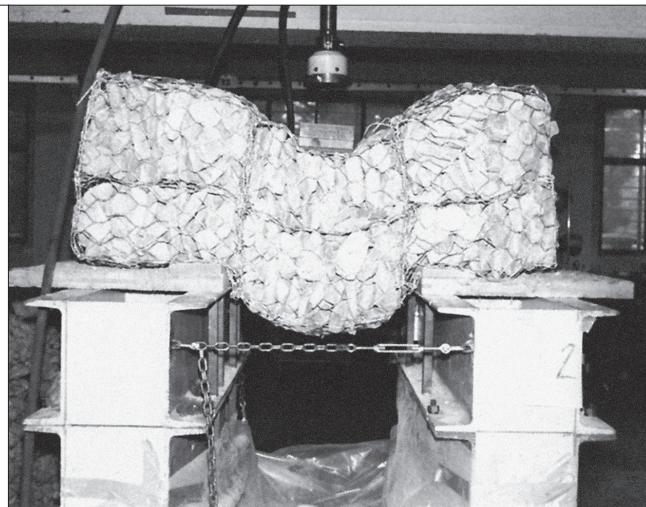


Figura 2.5.4 - Prueba de resistencia al corte

2.5.3 Pruebas de laboratorio sobre la malla hexagonal de doble torsión

La red metálica con la que están fabricados los gaviones debe estar dotada de características particulares para garantizar un adecuado comportamiento estructural o de duración a lo largo del tiempo. Para verificar las propiedades mecánicas de la malla fueron realizados ensayos en el “Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Facultad de Ingeniería de Bologna - Italia”, en el “Colorado Test Center Inc. – Denver / USA” [2] y en los laboratorios de la propia Maccaferri.

En estas pruebas se consideraron, como carga de ruptura, aquellas que provocaron la ruptura del primer alambre. En la tabla 2.5.1 son presentados los valores medios de las cargas de ruptura por unidad de largura, expresados en kg/m, obtenidos aplicando el esfuerzo en la dirección de la torsión de la red.

Análogamente fueron efectuadas pruebas de carga sobre paños de red, aplicando el esfuerzo en la dirección ortogonal a la torsión de la red; los valores de la carga de ruptura transversal pueden ser considerados, de modo general, como siendo 1.200 kg/m para la red en malla tipo 6x8 con alambre de diámetro 2,2 mm y 2.200 kg/m para la red en malla tipo 8x10 y alambre con diámetro de 3 mm.

En algunas pruebas fueron medidos también los estiramientos de la red en el momento de la ruptura. Para cargas que actúan en la dirección longitudinal (sentido de las torsiones), el estiramiento es de 6 a 7%, en cuanto que, para cargas actuantes en la dirección ortogonal al sentido de las torsiones, el estiramiento es de 20 a 22%.

Finalmente fueron realizadas algunas pruebas de “Punzonamiento”, solicitando un paño de malla amarrado en sus cuatro lados sobre una abertura libre de 0,8 x 0,8 metros. La carga,

ortogonal al plano de la red, fue transmitida por una placa de distribución metálica circular con diámetro de 0,35 metros. Los primeros alambres se rompieron en contacto con los bordes redondeados de la placa de distribución para una carga de aproximadamente 3.250 kg.

Tipo de Malla	Carga de Ruptura [kg/m]				
	Alambres - diámetros en milímetros				
	2.00	2.20	2.40	2.70	3.00
5 x 7	3500	4000	4500	-	-
6 x 8	3000	3500	4200	4700	-
8 x 10	-	-	3400	4300	5300
10 x 12	-	-	-	3500	4300

Tabela 2.5.2 - Cargas de ruptura de las mallas hexagonales de doble torsión (kg/m)

2.5.4 Pruebas de carga sobre estructura en escala real

Pruebas de carga sobre muros en escala real (4.00 m de altura) fueron realizadas entre diciembre de 1981 y febrero de 1982 en el centro de producción de Maccaferri S.p.A. en Zola Predosa (Bologna), con la colaboración del “Instituto de Técnicas de las Construcciones” de la Universidad de Bologna - Italia.

La necesidad de efectuarse estas pruebas fue definida por las circunstancias de que, en la etapa inicial del estudio del comportamiento de los gaviones, no podía ser cuantificado, en términos totalmente exactos, el efecto escala que necesariamente es introducido cuando se trabaja con modelos reducidos. Operando de esta manera, los problemas para la realización de las pruebas de carga sobre la estructura resultaron operativamente mas complejos pero los análisis finales ofrecieron indicaciones muy útiles y fueron obtenidos resultados significativos.

Una completa descripción de los dispositivos de pruebas, del método de colecta de datos, de las condiciones de carga, en fin un informe completo del ensayo, puede ser encontrado en la publicación “Strutture flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre” [3] publicada por Officine Maccaferri S.p.A. en enero de 1986. En el presente manual serán echas observaciones a los principales resultados obtenidos.

El análisis de los resultados permite concluir que las deformaciones de los muros de gaviones se derivan principalmente del deslizamiento “acomodación” que ocurre entre el material de relleno cuando la estructura está sometida a la acción del empuje (y otros eventuales mecanismos de carga). Adicionalmente se puede deducir:

a) Las deformaciones inducidas por la carga son prácticamente irreversibles. De echo, como ya fue expuesto, en las pruebas de carga sobre gaviones aislados, estas estructuras no tienen comportamiento elástico.

b) La estructura de prueba, aún cuando llevada a sus límites y a la pérdida de la capacidad de absorber mayores cargas, evidenció un colapso extremadamente gradual y, a pesar de las notables deformaciones, no se apreció un colapso repentino y generalizado. Esto confirma que las estructuras en gaviones están dotadas de elevada ductilidad, pudiendo soportar elevadas deformaciones sin perder su capacidad de resistir los esfuerzos aplicados.

c) La definición cuantitativa de tal ductilidad es imprecisa, dadas las características complejas y compuestas del material y de su comportamiento bajo carga. Se puede, entretanto, hablar de forma genérica del “coeficiente de ductilidad”, como una relación entre los valores de las deformaciones que provocan las primeras rupturas de los alambres. Con este criterio es posible obtener valores del orden de 20 o superiores, que clasifica las estructuras en gaviones como muy dúctiles.

c) La importancia de la influencia de la resistencia a tracción de la red metálica también fue confirmada en estas pruebas.

Con base en las observaciones anteriores podemos predecir de cierta forma una clase de comportamiento como a aquel que encontraremos durante la construcción del muro, y también el comportamiento de la estructura durante su vida de servicio.

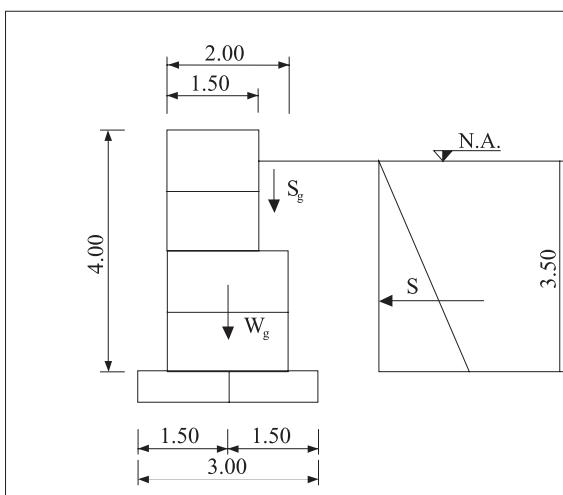


Figura 2.5.5 - Esquema del dispositivo de pruebas



Figura 2.5.6 - Detalle de las estructuras ensayadas

3. TEORÍA Y CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

3.1 Resistencia al corte de los suelos

La resistencia al corte puede ser definida como el máximo valor que la tensión cortante puede alcanzar, a lo largo de un plano cualquiera en el interior del macizo, sin que se verifique la rotura de la estructura del suelo. Siendo que una grande parte de esta resistencia proviene de la fricción entre las partículas del suelo, esta depende de la tensión normal aplicada sobre este plano. Por otro lado, la mayoría de los problemas de empuje puede ser aproximada a un estado plano de deformación, considerando apenas la sección principal del conjunto suelo-estructura y admitiendo que todas las otras secciones sean iguales a esta.

3.1.1 Criterio de Mohr-Coulomb

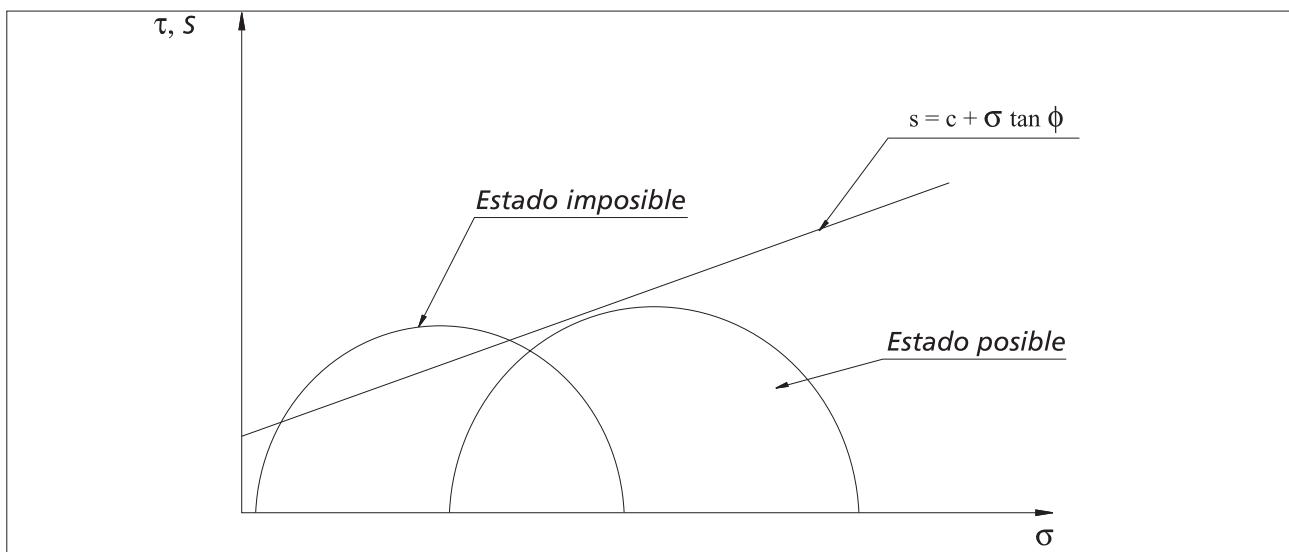
La ley que determina la resistencia al corte del suelo es el criterio de rotura o de plastificación del material. Se trata de un modelo matemático aproximado que relaciona la resistencia al estado de tensión actuante. En el caso de los suelos, el criterio mas ampliamente utilizado es el criterio de Mohr-Coulomb que establece una relación entre la resistencia al corte y la tensión normal. El criterio de Mohr-Coulomb se basa en la ley de Coulomb y en el criterio de rotura de Mohr.

La ley de Coulomb determina que la resistencia al corte a lo largo de cualquier plano esta dada por:

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

(01)

donde “ s ” es la resistencia al corte, “ c ” es la cohesión y “ ϕ ” el ángulo de fricción interna (figura 3.1.1).



Además, la cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia al corte del suelo según este criterio de rotura y su determinación es fundamental en la determinación del empuje. Esta determinación puede ser obtenida por ensayos de laboratorio, como el ensayo de corte directo y los ensayos de compresión triaxial. Pueden también ser estimados a partir de ensayos de campo, o también a partir de otras características del material.

Es importante mencionar que “c” y “ ϕ ” no son parámetros intrínsecos del suelo, son parámetros del modelo adoptado como criterio de rotura. Además de eso, el valor de esos parámetros depende de otros factores, como tenor de humedad, velocidad y forma de carga y condiciones de drenaje. Estos valores pueden, inclusive, variar con el tiempo, lo que lleva a la conclusión de que el valor del empuje también puede variar con el tiempo. Esto lleva a un análisis mucho mas complejo y cabe al proyectista identificar el momento en que las condiciones del problema son mas desfavorables.

3.1.2 Resistencia al corte de los suelos no cohesivos

Los suelos no cohesivos son representados por las arenas y piedras, son también llamados suelos granulares. La resistencia al corte de esos suelos se debe principalmente a la fricción entre las partículas que los componen. De esta forma, la envolvente de resistencia puede ser expresada por:

$$s = \sigma \cdot \tan \phi$$

(02)

o sea, la cohesión “c” es nula y el ángulo de fricción interna es el único parámetro de resistencia.

Los principales factores que determinan el valor del ángulo de fricción interna “ ϕ ” son:

1. Compacidad: es el principal factor. Cuanto mayor es la compacidad (o menor índice de vacíos), mayor es el esfuerzo necesario para romper la estructura de las partículas y, consecuentemente, mayor el valor de “ ϕ ”.

2. Granulometría: en las arenas bien graduadas las partículas menores ocupan los vacíos formados por las partículas mayores, conduciendo a una distribución mas estable, con mayor resistencia. Además de eso, las arenas mas gruesas tienden a disponerse naturalmente en forma mas compacta, debido al peso propio de cada partícula. Esto hace que, en general, el valor de “ ϕ ” sea un poco mayor en las arenas gruesas y piedras.

3. Forma de las partículas: partículas mas redondeadas ofrecen menos resistencia que las partículas mas irregulares. Por lo tanto, estas últimas presentan “ ϕ ” mayor.

4. Tenor de humedad: la humedad del suelo tiene pequeña influencia en la resistencia de las arenas. Esto se debe al hecho del agua funcionar como un lubricante en los contactos entre las partículas, disminuyendo el valor de “ ϕ ”. Además de eso, cuando la arena está parcialmente saturada, surgen tensiones capilares entre las partículas, lo que provoca que aparezca una pequeña cohesión, llamada cohesión aparente. Por lo tanto esta cohesión desaparece cuando el suelo esta saturado o seco.

En la tabla 3.1.1 están mostrados valores típicos del ángulo de fricción interna “ ϕ ” de algunos materiales granulares.

Suelo	Ángulo de fricción efectivo [grados]	
	Suelto	Compacto
Grava	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Tabla 3.1.1 - Valores típicos de ” ϕ “ de algunos materiales

3.1.3 Resistencia al corte de los suelos cohesivos

El comportamiento al corte de los suelos arcillosos es mucho mas complejo del presentado en el ítem anterior para suelos granulares. Esto se debe al tamaño de las partículas que componen las arcillas. Se considera como arcilla la fracción de suelo compuesta por partículas de tamaño menor que 0,002 mm. En estas condiciones, la superficie específica, definida como la relación entre la superficie total de todas las partículas y el volumen total del suelo, es mucho mayor en el caso de las arcillas. Esto hace que las fuerzas de superficie de naturaleza físico-químicas se tornen preponderantes en el comportamiento del suelo. Estas fuerzas dependen mucho de la distancia entre las partículas. Además, la resistencia al corte aumenta con la consolidación, cuando las partículas son aproximadas unas de las otras por efecto de una carga. Cuando esta carga es retirada, las fuerzas de superficie impiden el retorno de las partículas a la situación anterior y surge entonces la cohesión.

La presencia de agua en los vacíos del suelo arcilloso también influye en su resistencia. Esto se debe en parte al hecho que el agua provoca el apartamiento de las partículas, disminuyendo la cohesión.

Otra característica importante ligada a la presencia de agua, que influye en el comportamiento de los suelos arcillosos, es su baja permeabilidad. Mientras que en las arenas cualquier exceso de la presión de poros provocado por las cargas se disipa casi inmediatamente, en el caso de las arcillas esta disipación es mucho más lenta. Además, la presión de poros originada por las cargas continua actuando después de terminada la construcción, por años. Se distinguen, por lo tanto, dos situaciones opuestas. La situación inmediatamente posterior a la aplicación de la carga, cuando poca o ninguna disipación de presión de poros ha existido, se la llama situación de corto plazo o no drenada y aquella de largo plazo o drenada, después de la total disipación de toda la presión de poros causada por las cargas. El comportamiento del suelo en cada una de esas dos condiciones es diferente y el proyecto debe tener en cuenta esta diferencia.

La envolvente de resistencia obtenida en este tipo de ensayo es denominada envolvente rápida “ s_u ”. Esta envolvente es utilizada en el análisis de situaciones de corto plazo cuando se admite que en el campo no ocurre disipación de la presión de poros ocasionada por la carga aplicada sobre el suelo. Además de eso, se admite también que el valor de la presión de poros que actúa en el campo es semejante a la que actúa en el ensayo rápido y, por lo tanto, no necesita ser determinada. En el caso de suelos saturados, los ensayos rápidos conducen a una envolvente sin fricción del tipo:

$$s_u = c_u$$

(03)

donde “ c_u ” es llamada cohesión no drenada. Esto ocurre porque el aumento de presión confinante no se traduce en un aumento de la resistencia del suelo ya que sin drenaje no ocurre consolidación y entonces el aumento del confinamiento es transferido para el agua y se traduce en un aumento igual de la presión de poros.

La tabla 3.1.2 muestra valores típicos de la resistencia no drenada “ s_u ” de arcillas saturadas en función de su consistencia.

Consistencia	s_u [kPa]	Características
Muy blanda	0-10	Fluye por entre los dedos cuando la mano es cerrada
Blanda	10-20	Facilmente moldeada por los dedos
Firme	20-40	Moldeada por fuerte presión de los dedos
Compacta	40-60	Deformada por fuerte presión de los dedos
Muy compacta	60-80	Poco deformada por fuerte presión de los dedos
Dura	> 80	Poco deformada por la presión de un lápiz

Tabla 3.1.2 - Resistencia no drenada " s_u " de arcillas saturadas

Para suelos parcialmente saturados hay un aumento de la resistencia con el aumento del confinamiento. Esto hace que la envolvente " s_u " presente una parte de fricción. En general se considera que la situación de saturación completa es más crítica y, entonces, se desprecia esa fricción.

En el otro extremo, la situación a largo plazo está caracterizada por la disipación de toda la presión hidrostática causada por la carga. La envolvente de resistencia que representa esta situación es definida como envolvente efectiva " s' " y es utilizada para analizar situaciones en que toda la presión hidrostática causada por la carga se haya disipado. En este caso el análisis es hecho en términos de tensiones efectivas y es necesario determinar las presiones hidrostáticas causadas por la capa freática, cuando presente.

En arcillas normalmente consolidadas y saturadas la envolvente efectiva " s' " no presenta cohesión:

$$s' = \sigma' \cdot \tan \phi'$$

(04)

donde " σ' " es la tensión normal efectiva e " ϕ' " es el ángulo de fricción efectivo del suelo.

La tabla 3.1.3 muestra valores del ángulo de fricción efectivo " ϕ' " de arcillas en función del índice de plasticidad.

Índice de plasticidad [%]	ϕ [grados]
15	30
30	25
50	20
80	15

Tabla 3.1.3 - Ángulo de fricción efectivo " ϕ' " de arcillas

La cohesión efectiva surge apenas en las arcillas preconsolidadas, como efecto de la sobre densificación del suelo. Para presiones confinantes por debajo de la presión de preconsolidación, la resistencia al corte es superior a la de la arcilla normalmente consolidada. Se aproxima esta envolvente a una recta en un intervalo de tensiones de trabajo que incluye tensiones por debajo de la presión de preconsolidación, quedando la envolvente efectiva:

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

(05)

donde "c'" es la cohesión efectiva.

En la determinación de los empujes, actuantes sobre estructuras de contención, en general es más indicada el análisis en términos de tensiones efectivas, utilizando el envolvente de resistencia efectiva del suelo. Esto porque el hipótesis de empuje activo caracteriza una descarga del suelo y la situación a largo plazo es, en general, más desfavorable. De esta forma, aún en el caso de macizos formados por suelos arcillosos, la cohesión efectiva es muy pequeña, o hasta nula. Por esto, es común desconsiderar completamente la cohesión en el cálculo del empuje activo sobre estructuras de contención.

3.2 Percolación de agua y drenaje

La presencia de agua en el suelo influye en el comportamiento de las estructuras de contención de diferentes maneras. En primer lugar, los parámetros de resistencia al corte del suelo, en particular la cohesión, disminuyen cuando la humedad aumenta. También el peso específico del suelo aumenta por la presencia de agua en los vacíos.

Además de estos factores de influencia, la presión de agua altera el valor del empuje que actúa sobre la estructura. Como ejemplo, ver la estructura esquematizada en la figura 3.2.1. Se trata de un muro de contención que soporta un macizo saturado por efecto de lluvias intensas. Como la estructura es impermeable y en la base de ese macizo hay una capa también impermeable, no hay drenaje de agua y, además, esta ejerce presiones hidrostáticas sobre el muro. Estas presiones pueden, en muchos casos, superar el propio empuje ejercido por el suelo.

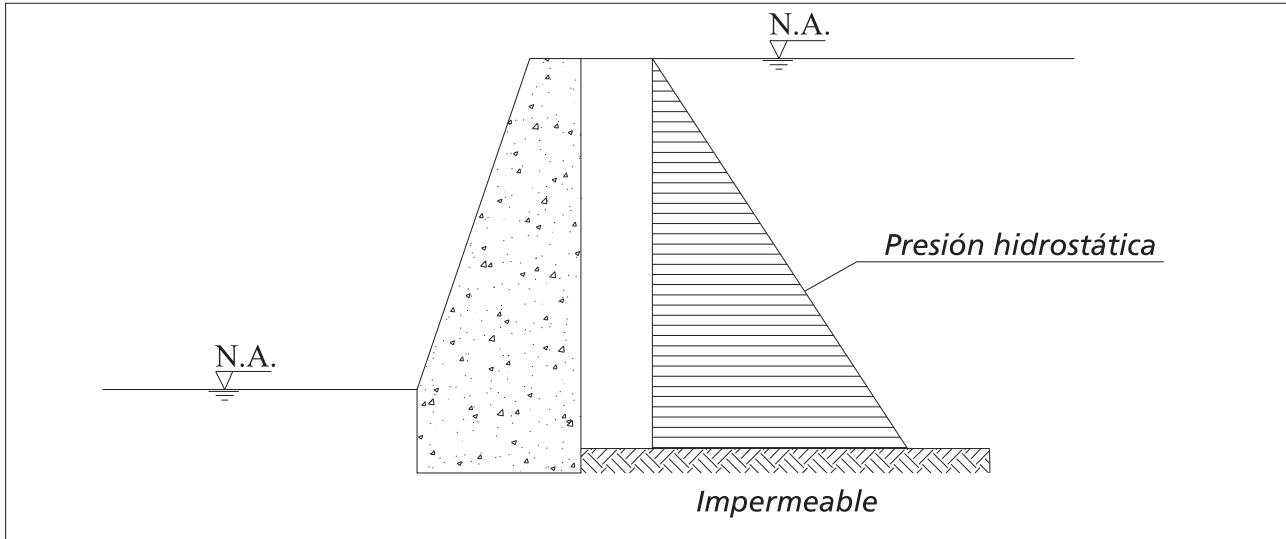


Figura 3.2.1 - Muro de contención sometido a la acción de un macizo saturado

En el caso que no exista una camada impermeable en la base del macizo contenido, el agua percolará a través de los vacíos del suelo y, entonces, la distribución de presiones dejará de ser hidrostática. Además, en el caso de estructuras de contención en gaviones, el propio muro es permeable y, así, el agua filtra a través del mismo.

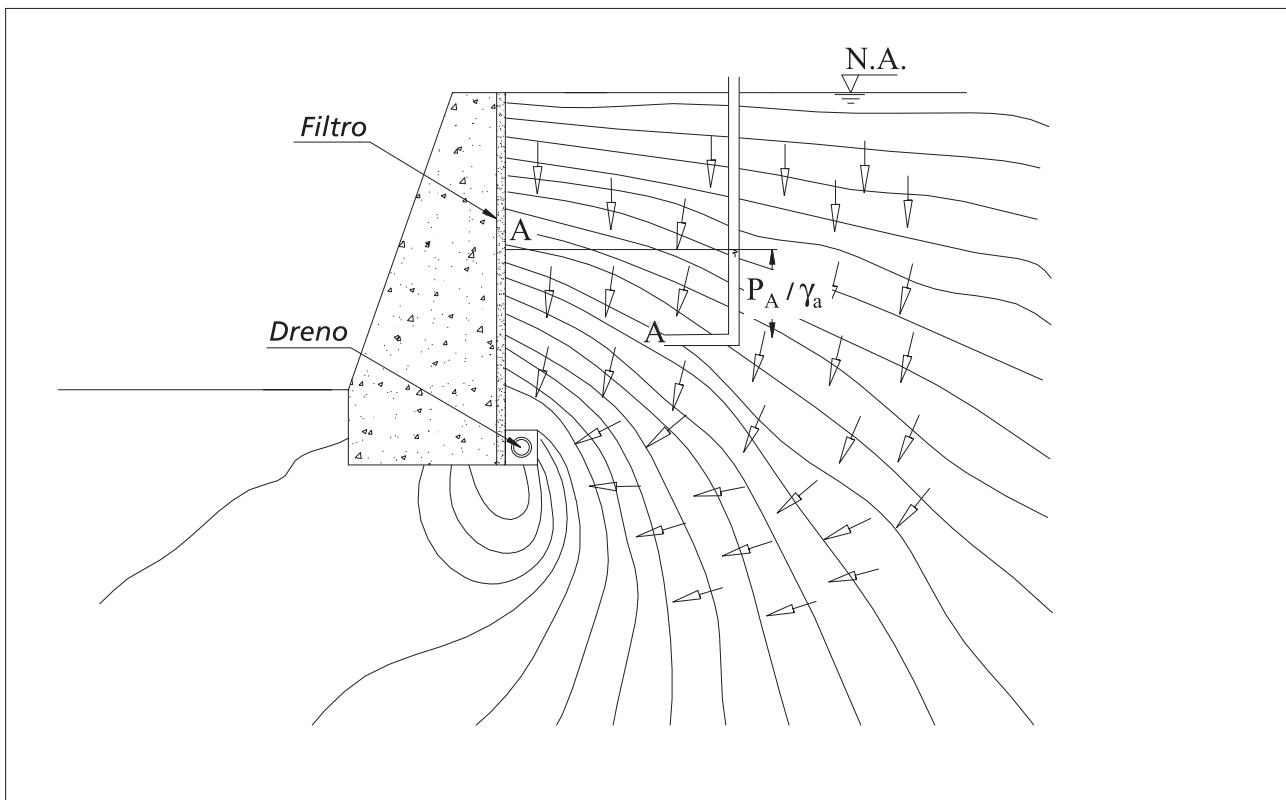


Figura 3.2.2 – Estructura de contención con sistema de drenaje vertical

La presión de la agua sobre la estructura de contención, en este caso, es completamente eliminada como mostrado en la figura 3.2.2. En este caso hay percolación de agua a través del suelo y del muro. Fueran trazadas equipotenciales con el auxilio de un programa a los elementos finitos. Las equipotenciales son curvas de igual carga hidráulica total que, por su vez, resulta de la suma de las cargas altimétricas y piezométricas. Esta última expresa la presión de la agua en el interior del suelo.

En el interior del macizo, por lo tanto, el agua estará con sobrepresión. Para determinar la carga piezométrica en un punto “A” cualquiera del interior del macizo basta tomar la equipotencial que pasa por ese punto y localizar el punto “A” en el extremo de esa equipotencial donde la carga piezométrica es nula. La carga piezométrica en “A” está dada por la diferencia de cota entre los puntos “A” y “A”. Esto porque la carga hidráulica total, que es la suma de las cargas piezométrica y altimétrica, es la misma en “A” y “A”.

Aunque no esté actuando directamente sobre la estructura, la presión de agua en el interior del macizo tiene influencia en el empuje, aumentando su valor.

3.3 Coeficientes de seguridad

El proyecto de estructuras en general trata de establecer seguridad contra la rotura y contra la excesiva deformación. En los proyectos son utilizados, entonces, estados límites a fin de establecer esta seguridad. Los estados límites son definidos como estados a partir de los cuales la estructura no satisface mas los requisitos de estabilidad y uso impuestos por el proyecto. Estos estados límites son clasificados en:

- 1. Estado límite último:** define el punto a partir del cuál se produce la ruina de la estructura de contención, por rotura del macizo, o por rotura de los elementos que componen la propia estructura.
- 2. Estado límite de servicio:** define el punto de máxima deformación aceptable, en términos de servicio, tanto para la estructura, como para el suelo.

La seguridad de la estructura de contención puede ser definida genéricamente como la “distancia mínima” que la estructura se encuentra de esos estados límites. Normalmente esta seguridad esta expresada en términos de coeficientes adimensionales que relacionan el estado actual de la estructura a los estados límites.

Hay dos formas generales de establecer estos coeficientes de seguridad:

1. Coeficientes de seguridad global: los estados límites son determinados en base a los parámetros reales de resistencia y de solicitud del conjunto y los coeficientes de seguridad son definidos como la relación entre la resistencia total disponible contra una determinada condición de rotura y la resistencia efectivamente movilizada para contraponerse a esta condición. Los valores mínimos de los coeficientes de seguridad global a ser satisfechos por la estructura son definidos en base a la práctica de proyecto.

2. Coeficientes de seguridad parcial: a los parámetros de resistencia y de solicitud son aplicados coeficientes de seguridad en el sentido de minorar (en el caso de la resistencia) o mayorar (en el caso de la solicitud) sus valores. Los estados límites obtenidos con la utilización de estos parámetros modificados son impuestos como condición límite para el estado actual de la estructura. Los valores de los coeficientes de seguridad parcial son establecidos en base a estudios estadísticos de la dispersión de los valores de los parámetros que son aplicados.

En el caso del proyecto de estructuras de contención, los coeficientes de seguridad global son tradicionalmente mas utilizados. Sin embargo, la utilización de coeficientes de seguridad parcial viene aumentando y muchos países están adoptando este tipo de análisis en sus códigos de proyecto.

3.4 Determinación del empuje

3.4.1 Conceptos básicos

Empuje de tierra es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de contención o de fundación. Estas presiones pueden ser debido al peso propio del suelo o a sobrecargas aplicadas sobre él.

El valor del empuje sobre una estructura depende fundamentalmente de la deformación que esta sufre debido a la acción de este empuje. Se puede visualizar esta interacción efectuándose un experimento que utiliza un paramento vertical móvil, como el mostrado en la figura 3.4.1, soportando un desnivel de suelo. Se verifica que la presión ejercida por el suelo sobre el paramento varía con el desplazamiento de este último.

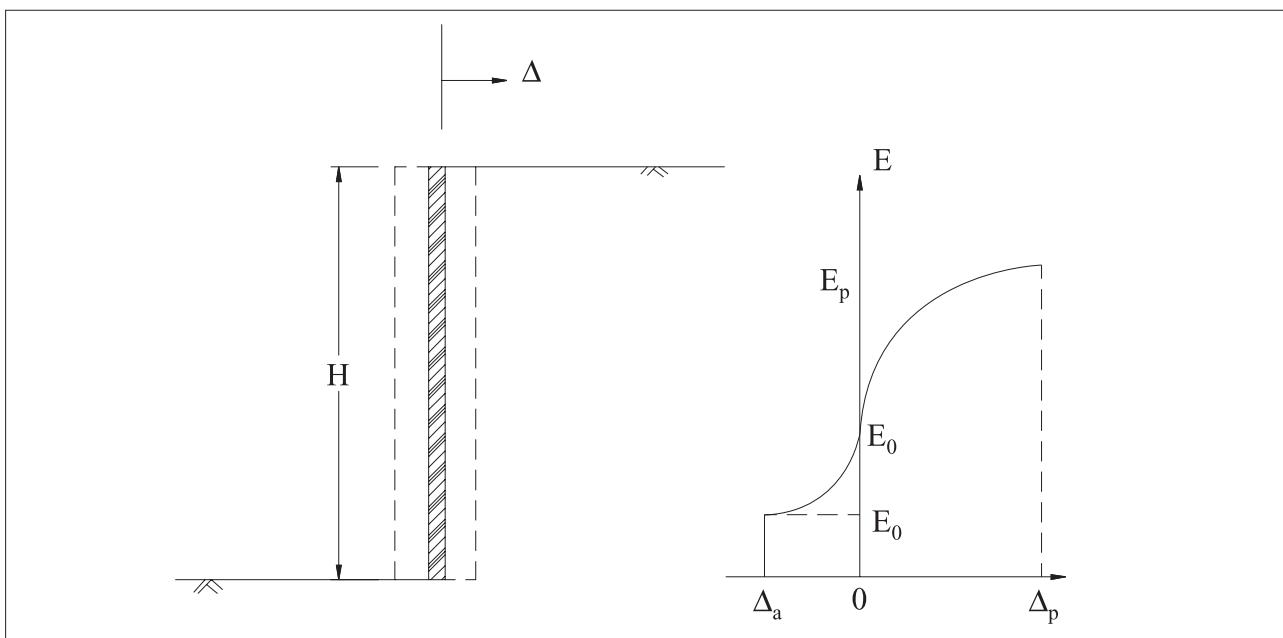


Figura 3.4.1 - Empuje sobre un paramento vertical

Cuando el paramento se aleja del suelo contenido, hay una disminución del empuje hasta un valor mínimo que corresponde a la total movilización de la resistencia interna del suelo. Esta condición es satisfecha con un pequeño desplazamiento del paramento y es llamada estado activo. El empuje actuante en este instante es llamado empuje activo “ E_a ”.

Si por el contrario, el paramento fuera movido contra el suelo contenido, habrá un aumento en el empuje hasta un valor máximo donde existirá nuevamente la movilización total de la resistencia del suelo. A este valor máximo se le ha dado el nombre de empuje pasivo “ E_p ” y la condición de deformación en que ocurre es llamada estado pasivo. Diferentemente del estado activo, el estado pasivo se logra después de un desplazamiento bastante mayor del paramento.

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil en la posición inicial, el empuje, conocido como empuje en reposo “ E_0 ”, se mantendrá entre los valores del empuje activo y del empuje pasivo. En esta condición no hay una completa movilización de la resistencia del suelo.

En la tabla 3.4.1 se muestran valores típicos de desplazamiento “ Δ ” de la estructura necesarios para alcanzar la completa movilización de la resistencia del suelo y alcanzar los estados activo y pasivo. Se verifica que para alcanzar el estado pasivo es necesario un desplazamiento diez veces superior al necesario para el estado activo.

Tipo de suelo	Valores de Δ / H	
	Activo	Pasivo
Arena compacta	0,001	-0,01
Arena medianamente compacta	0,002	-0,02
Arena suelta	0,004	-0,04
Limo compactado	0,002	-0,02
Arcilla compactada	0,01	-0,05

Tabla 10 - Valores de Δ / H necesarios para alcanzar los estados activos y pasivos para diferentes tipos de suelos

Los muros de contención a gravedad, en general, y en particular los flexibles, como es el caso de los construidos con gaviones, permiten la deformación del suelo contenido en forma suficiente para que su resistencia sea totalmente movilizada. Por lo tanto, deben ser dimensionados sobre la acción del empuje activo.

El problema de la determinación de la magnitud y distribución de la presión lateral del suelo es, por lo tanto, estáticamente indeterminado y son necesarias hipótesis de la relación entre las tensiones y las deformaciones del suelo para que se pueda llegar a la solución.

Los métodos clásicos empleados en geotecnia para la determinación de los empujes activos o pasivos adoptan una relación del tipo rígido-plástica entre las tensiones y deformaciones del suelo. Este modelo presenta la ventaja de ofrecer el cálculo de los desplazamientos de la estructura, ya que cualquier deformación es suficiente para alcanzar la plastificación del material.

Como criterio de plastificación, es empleado casi exclusivamente el criterio de Mohr-Coulomb. Según este criterio, la tensión tangencial “ τ ” a lo largo de una superficie de rotura debe ser igual a la resistencia “ s ” que es dada por:

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

(06)

donde: “ σ ” es la tensión normal que actúa sobre la superficie de rotura y “ c ” y “ ϕ ” son constantes características del suelo conocidas como cohesión y ángulo de fricción interna.

En el desarrollo de la solución, generalmente son tomadas fajas unitarias del macizo y de la estructura de contención, admitiendo que todas las secciones son iguales, lo que equivale a aproximarse a un problema bidimensional de deformación. Esta aproximación simplifica bastante el análisis y, además de eso, es en general mas conservadora que el análisis tridimensional.

En cuanto al empuje en reposo “ E_0 ”, que actúa sobre estructuras que no permiten cualquier desplazamiento, su determinación es realizada normalmente a través de expresiones empíricas, basadas en la determinación, en laboratorio o en el campo, de las presiones laterales. La expresión mas utilizada, en este caso es la dada por [7]:

$$K_0 = p_0 / p_v = 1 - \sin \phi$$

(07)

donde “ p_0 ” es la presión lateral en reposo, “ p_v ” es la presión vertical actuante y “ K_0 ” es denominado coeficiente de empuje en reposo. Esta expresión es válida apenas para suelos normalmente consolidados. Para suelos preconsolidados el valor de la presión lateral es mas elevado, dependiendo principalmente del grado de preconsolidación del material.

3.4.2 Teoría de Rankine

Al analizar el estado de tensión de un elemento de suelo localizado a una profundidad “ Z ” junto al paramento de la figura 3.4.2, se puede determinar la tensión vertical “ σ_v ” dada por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

(08)

donde “ γ ” es el peso específico del suelo.

Mientras que el paramento permanezca en reposo, la tensión horizontal actuante sobre el elemento es indeterminada. Al ser desplazado del suelo, hasta la formación del estado activo, esta tensión puede ser determinada a partir de la envolvente de resistencia del material, como se muestra en la figura 3.4.2.

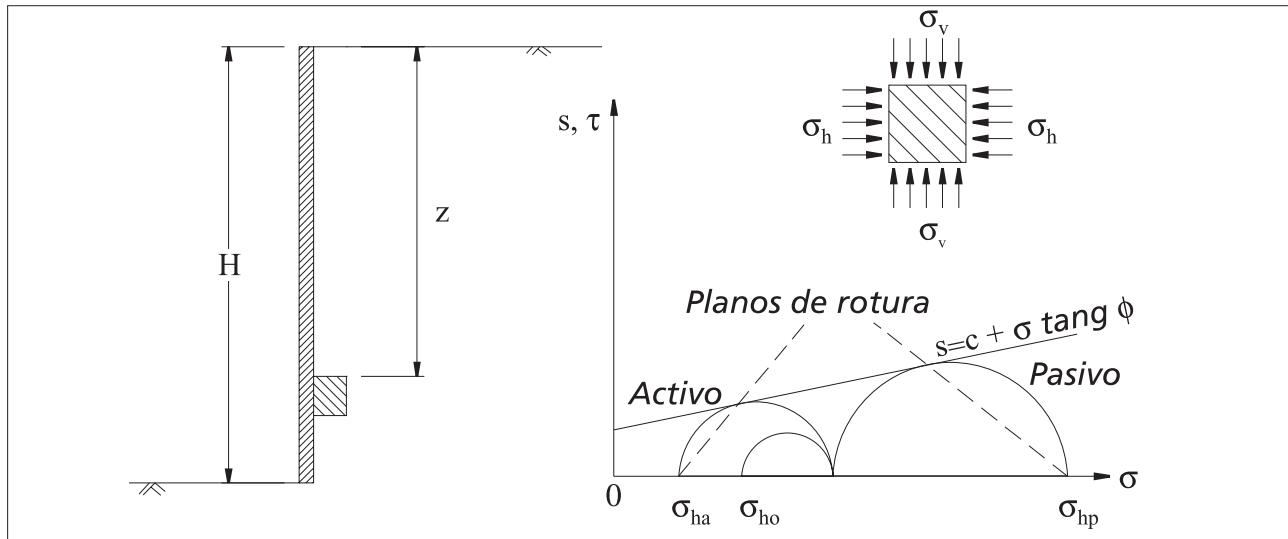


Figura 3.4.2 - Determinación de la presión lateral

En este instante la tensión horizontal “ σ_h ” esta dada por:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (09)$$

donde:

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

(10)

Siendo “ K_a ” denominado coeficiente de empuje activo.

A través de ese resultado se puede determinar el valor del empuje activo resultante “ E_a ” sobre el paramento:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (11)$$

Donde “ H ” es la altura total del desnivel del suelo.

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

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

(12)

Donde:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

(13)

Es denominado coeficiente de empuje pasivo y el empuje resultante “ E_p ” esta dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot H \sqrt{K_p}$$

(14)

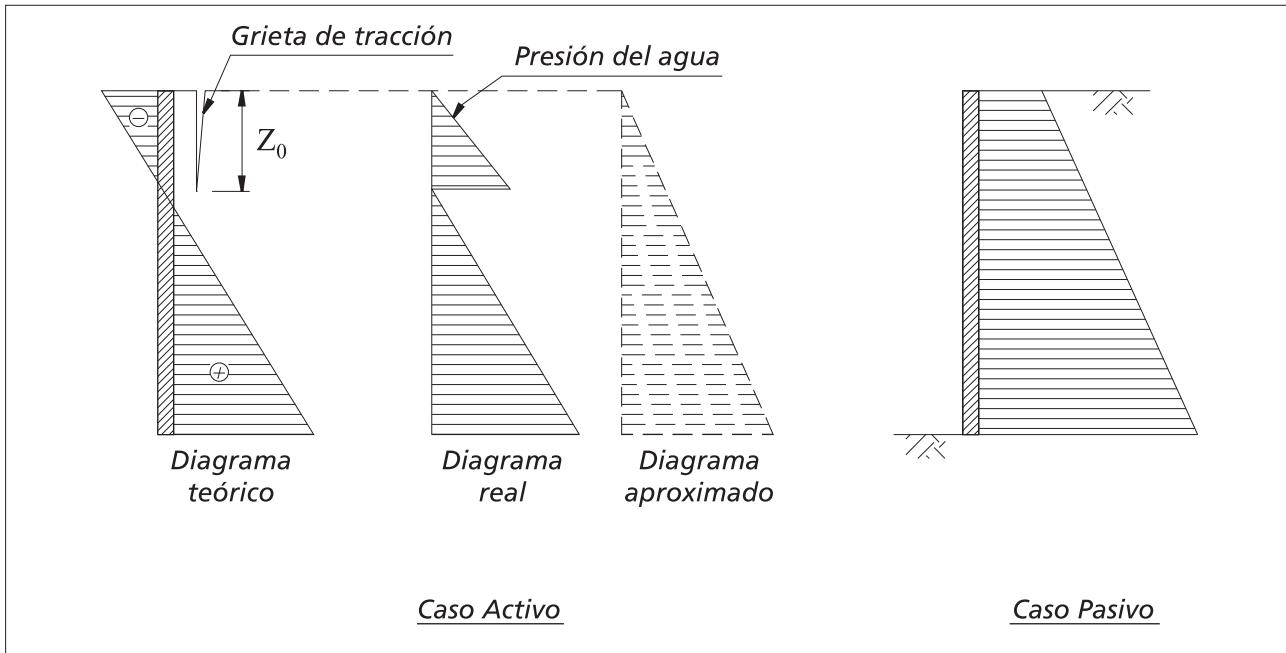
Se verifica por esos resultados que el suelo cohesivo está sometido a tensiones de tracción en su porción superior en estado activo. Estas tensiones de tracción se prolongan hasta una profundidad “ Z_0 ” dada por:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

(15)

Ocurre, por lo tanto, que el suelo normalmente no resiste las tensiones de tracción. De esta forma, se abren grietas en la superficie hasta esta profundidad. Siendo así, no se puede contar con estas tensiones que disminuirían el valor del empuje activo resultante. A parte de eso, estas grietas pueden estar llenadas con agua proveniente de lluvias, lo que puede aumentar todavía mas el valor del empuje. El resultado es una distribución de tensiones como la mostrada en la figura 3.4.3. Se puede adoptar para efecto del cálculo una distribución aproximada como la mostrada en la misma figura y sugerida por Bowles [8].

Estas tensiones de tracción no ocurren, en estado pasivo, como se puede ver en la figura 3.4.3. Por lo tanto no existe la formación de grietas de tracción en estado pasivo.

Figura 3.4.3 - Distribución de " σ_h " en el estado activo y pasivo (suelo cohesivo)

Las direcciones de las superficies de rotura en los estados activo y pasivo son dadas por el gráfico de la figura 3.4.1 y mostradas en la figura 3.4.4.

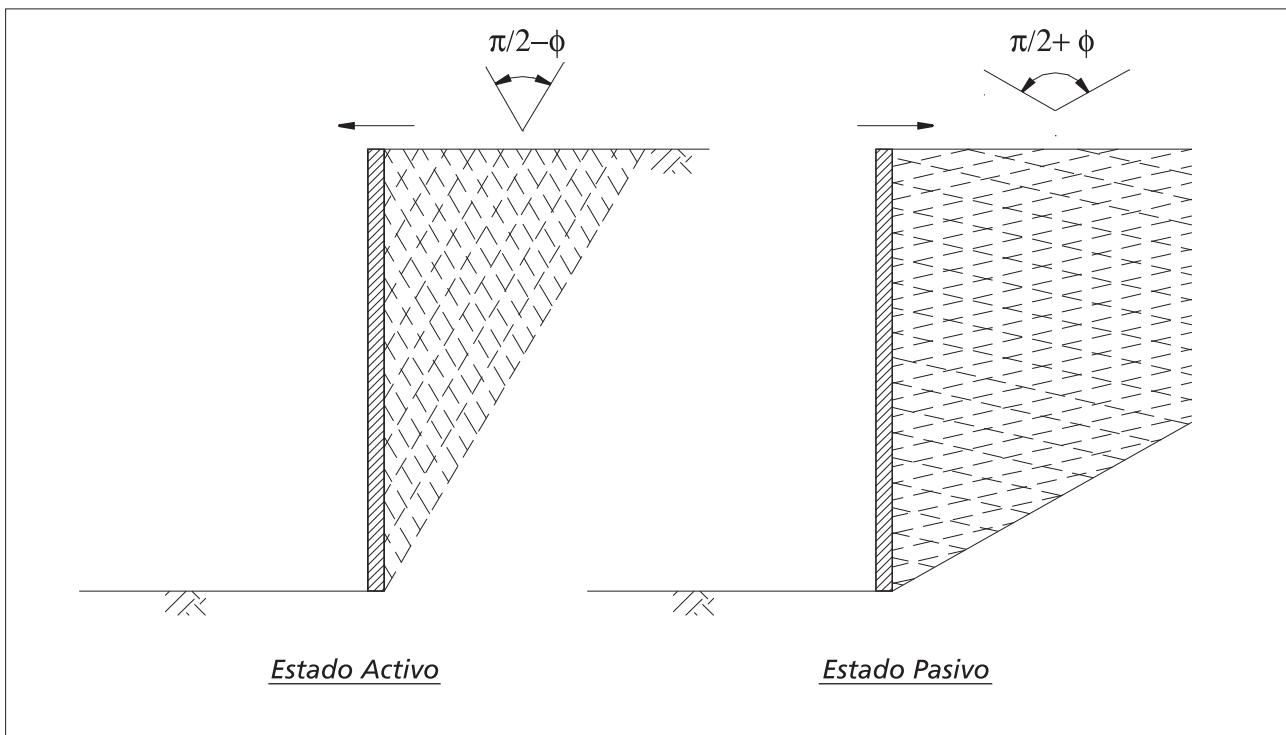


Figura 3.4.4 - Planos de rotura en los estados activo y pasivo

En el caso que la superficie del suelo no sea horizontal, presentando una inclinación " i ", el valor de la presión vertical " p_v " será dado por (figura 3.4.5):

$$p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos i$$

(16)

Como la tensión vertical “ p_v ” posee una inclinación “ i ” en relación a la superficie del elemento de suelo mostrado, esta puede ser descompuesta en una tensión normal “ σ ” y una tensión tangencial “ τ ” :

$$\sigma = p_v \cdot \cos i = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 i$$

(17)

y

$$\tau = p_v \cdot \operatorname{sen} i = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{sen} i \cdot \cos i$$

(18)

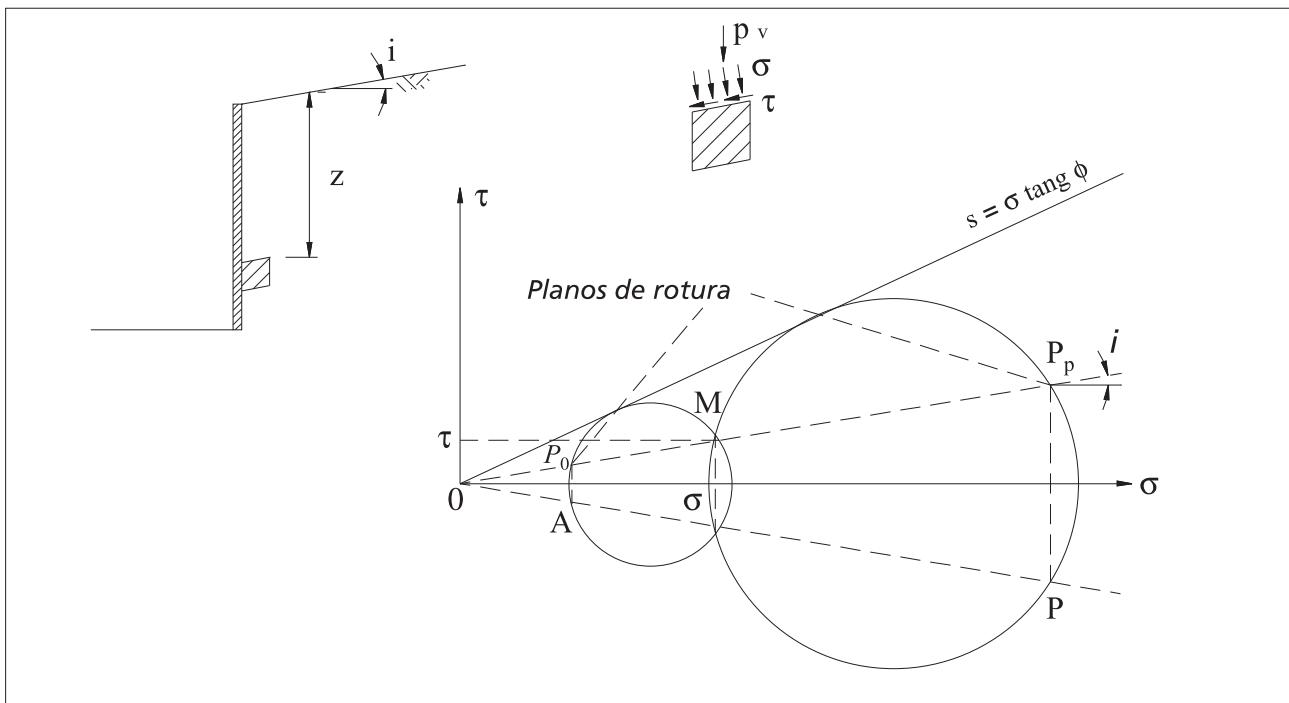


Figura 3.4.5 - Determinación de la presión lateral para “ $i \neq 0$ ” ($c=0$)

En la figura 3.4.5 están mostrados los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo, para el caso de un suelo no cohesivo “ $c = 0$ ”. De ahí se puede verificar que la presión lateral “ p_l ” sobre el paramento posee una inclinación “ i ” en los dos estados y que la relación entre esta y la presión vertical está dada por:

$$\frac{p_{la}}{p_v} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OM}} = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_a$$

(19)

para el caso activo y

$$\frac{p_{lp}}{p_v} = \frac{\overline{OP}}{\overline{OM}} = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_p$$
(20)

para el caso pasivo.

Por lo tanto, las presiones laterales y los empujes activo y pasivo serán dados por:

$$p_{la} = \gamma \cdot H \cdot K_a \cdot \cos i$$
(21)

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i$$
(22)

y

$$p_{lp} = \gamma \cdot H \cdot K_p \cdot \cos i$$
(23)

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot \cos i$$
(24)

En ambos casos la dirección del empuje será paralela a la de la superficie del suelo contenido.

Para el caso de suelo cohesivo, no hay una expresión analítica simple cuando la superficie del suelo no es horizontal, siendo necesaria la determinación de la presión lateral gráficamente con el uso de los círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo, o desarrollando las ecuaciones analíticas correspondientes. Para esto se utiliza la construcción mostrada en la figura 3.4.6.

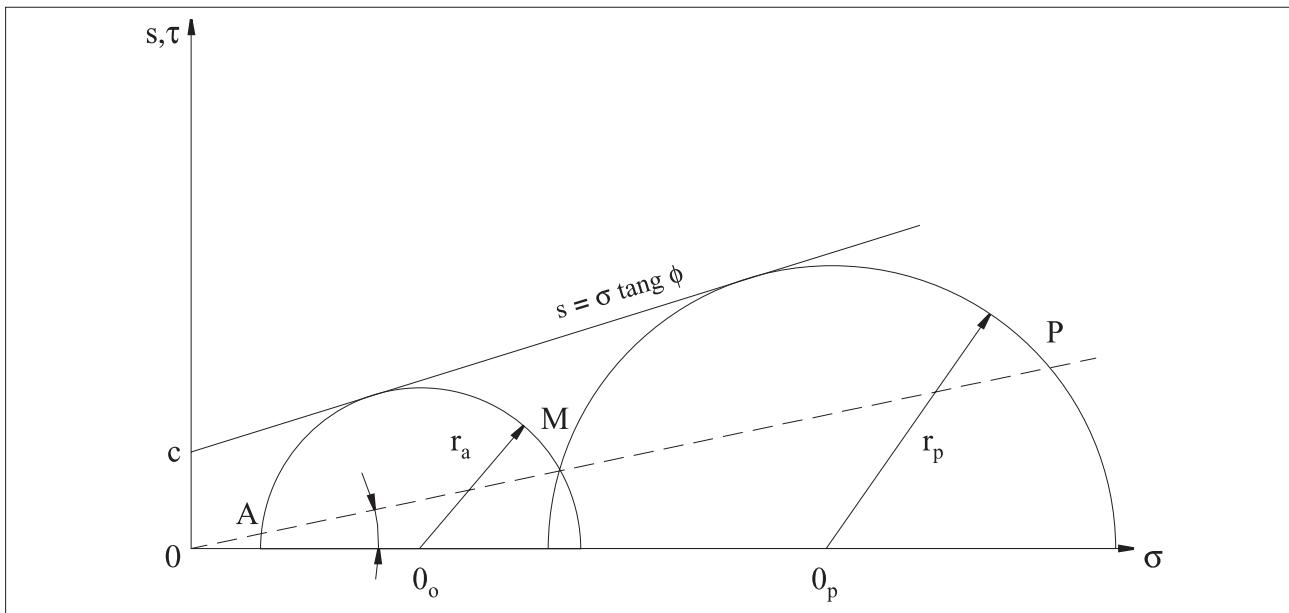


Figura 3.4.6 - Determinación de las presiones laterales para suelos cohesivos

Inicialmente se determina el punto "M" dado por:

$$\sigma_M = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 i$$

(25)

$$\tau_M = \gamma \cdot z \cdot \sin i \cdot \cos i$$

(26)

El centro "0" y el radio "r" del círculo que pasa por "M" es tangente a la envolvente de resistencia y están dados por:

$$0 = \frac{\phi_M \cdot \tan^2 \phi + c \cdot (\sin^2 \phi \cdot \tan \phi) \pm \sqrt{\Delta}}{1 - \cos^2 \phi}$$

(27)

$$r = \left(0 + \frac{c}{\tan \phi} \right) \cdot \sin \phi$$

(28)

$$\overline{OM} = p_v = \gamma \cdot z \cdot \cos i$$

(29)

donde el signo positivo se refiere al estado pasivo y el signo negativo al estado activo:

$$\Delta = 2.c.\sigma_M \cdot \tan^3 \sigma \cdot \sin^2 \sigma + c^2 \cdot \tan^2 \sigma \cdot \sin^2 \sigma - \tau_M^2 \cdot \tan^4 \sigma + (\sigma_M^2 + \tau_M^2) \cdot \sin^2 \sigma \cdot \tan^4 \sigma$$

(30)

Las coordenadas de los puntos “A“ y “P“ serán dadas, finalmente por:

$$\sigma_A = 0 \cdot \cos^2 i - \cos i \cdot \sqrt{(r^2 - 0^2 + 0^2 \cdot \cos^2 i)}$$

(31)

$$\tau_A = \sigma_A \cdot \tan i$$

(32)

$$\sigma_p = 0 \cdot \cos^2 i - \cos i \cdot \sqrt{(r^2 - 0^2 + 0^2 \cdot \cos^2 i)}$$

(33)

$$\tau_p = \sigma_p \cdot \tan i$$

(34)

$$r = \sqrt{(\sigma_A - 0)^2 + \tau_A^2}$$

(35)

$$\tau_A = \sigma_A \cdot \tan \alpha$$

(36)

Los valores de las presiones laterales activa y pasiva, para la profundidad “z“, serán dadas por:

$$p_{la} = \overline{OA} = \sqrt{\sigma_A^2 + \tau_A^2}$$

(37)

$$p_{lp} = \overline{OP} = \sqrt{\sigma_p^2 + \tau_p^2}$$

(38)

También en este caso aparecen grietas de tracción en el estado activo hasta una profundidad “ Z_0 ” dada por:

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

(39)

Cuando actúa una sobrecarga uniforme “ q ” sobre el macizo, su efecto sobre el paramento está dado por un aumento constante de la presión lateral que, de esta forma, quedará:

$$p_{la} = (\gamma.z + q).K_a \cdot \cos i$$

(40)

$$p_{la} = (\gamma.z + q).K_q \cdot \cos i$$

(41)

Por lo tanto los empujes activo y pasivo, en este caso, son dados por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \cos i$$

(42)

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot \cos i + q \cdot H \cdot K_p \cdot \cos i$$

(43)

El punto de aplicación del empuje, en todos esos casos, está localizado en el centro de gravedad de los diagramas de presión lateral descriptos. De esta forma, en el caso de suelo no cohesivo y sobrecarga nula, el diagrama de presión lateral es triangular y el punto de aplicación del empuje, tanto activo como pasivo, está localizado a una altura igual a “ $H/3$ ” de la base del paramento.

3.4.3 Teoría de Coulomb

Otra manera de cuantificar el empuje activo o pasivo sobre una estructura de contención es si admitimos que en el instante de la movilización total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de rotura en el interior del macizo. Estas superficies

delimitan una parte del macizo que se movilizaría en relación al suelo restante en el sentido del desplazamiento de la estructura. Si esta parte del suelo fuera considerada como un cuerpo rígido, el empuje puede entonces ser determinado del equilibrio de las fuerzas actuantes sobre este cuerpo rígido.

El método de Coulomb admite que tales superficies de rotura son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la más crítica de las superficies de rotura planas.

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

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada en el estado activo están mostradas en la figura 3.4.7. Estas fuerzas son su peso propio “P”, la reacción del macizo “R”, que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación “ ϕ ” en relación a la superficie de rotura; y el empuje activo “ E_a ” que también presenta una inclinación “ δ ” en relación al paramento de la estructura de contención. Esta última inclinación es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de contención. La superficie potencial de rotura forma un ángulo “ ρ ” con la dirección horizontal.

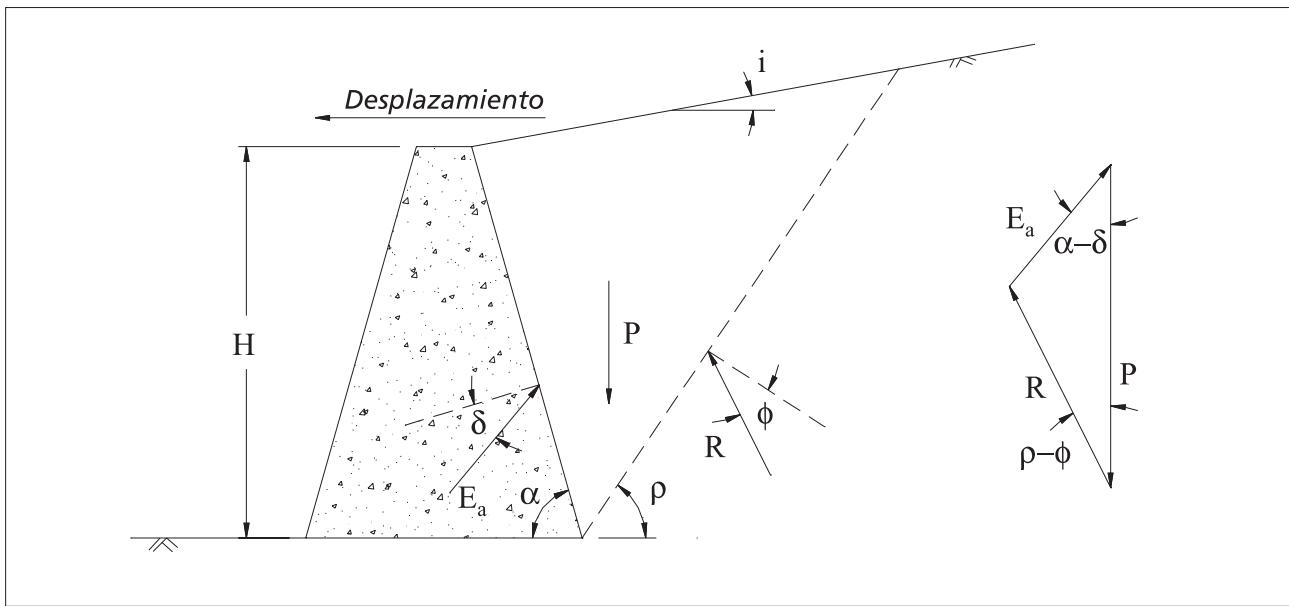


Figura 3.4.7 - Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el caso activo

El valor del peso propio es:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \operatorname{sen}^2 \alpha} \cdot \left[\operatorname{sen}(\alpha + \rho) \cdot \frac{\operatorname{sen}(\alpha + i)}{\operatorname{sen}(\rho - i)} \right] \quad (44)$$

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

$$\frac{E_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{P}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$
(45)

O

$$E_a = \frac{P \cdot \sin(\rho - \phi)}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$
(46)

La superficie más crítica, en el caso activo, es aquella que lleva el valor de “ E_a ” a un máximo, o sea, es obtenida de la derivada de la expresión anterior en relación al ángulo de la superficie de rotura “ ρ ”:

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0$$
(47)

De ahí se obtiene el valor máximo de “ E_a ”:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$
(48)

donde:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + i)}} \right]^2}$$
(49)

En el estado pasivo hay una inversión en las inclinaciones de las fuerzas “R” y “ E_p ” debido a la inversión en el sentido del desplazamiento de la estructura y la superficie más crítica es aquella que lleva “ E_p ” a un valor mínimo (figura 3.4.8).

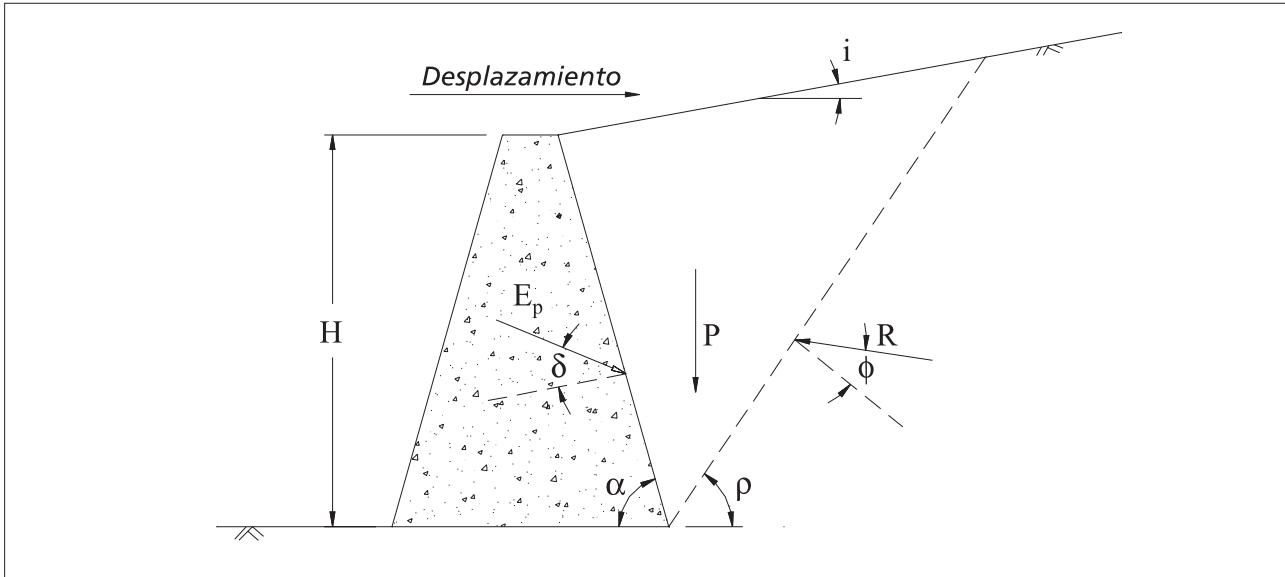


Figura 3.4.8 - Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en estado pasivo

El valor del empuje pasivo “ E_p “ está dado entonces por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

(50)

y

$$K_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha - \phi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi + i)}{\operatorname{sen}(\alpha + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + i)}} \right]^2}$$

(51)

Como en este proceso no hay determinación de la presión lateral, y sin la determinación directa del empuje total, no es posible la determinación del punto de aplicación del empuje por el centro de gravedad del diagrama de presión lateral como en la teoría de Rankine.

Sin embargo, las expresiones obtenidas muestran claramente que el empuje es resultado de una distribución triangular de las presiones laterales tanto en el estado activo como en el pasivo. Entonces el punto de aplicación del empuje está localizado, también en este caso, a una altura igual a “ $H/3$ “ de la base de la estructura.

En el caso que exista una sobrecarga “ q “ uniforme distribuida sobre el macizo, esta provocará un aumento en el valor del empuje. Este aumento puede ser determinado considerando la parte de

la sobrecarga que actúa sobre la cuña de suelo delimitada por la superficie de rotura (figura 3.4.9). Esta parcela “Q“ se sumará al peso de la cuña “P“ y, de esta forma, provocará un aumento proporcional en las otras fuerzas que actúan sobre la cuña.

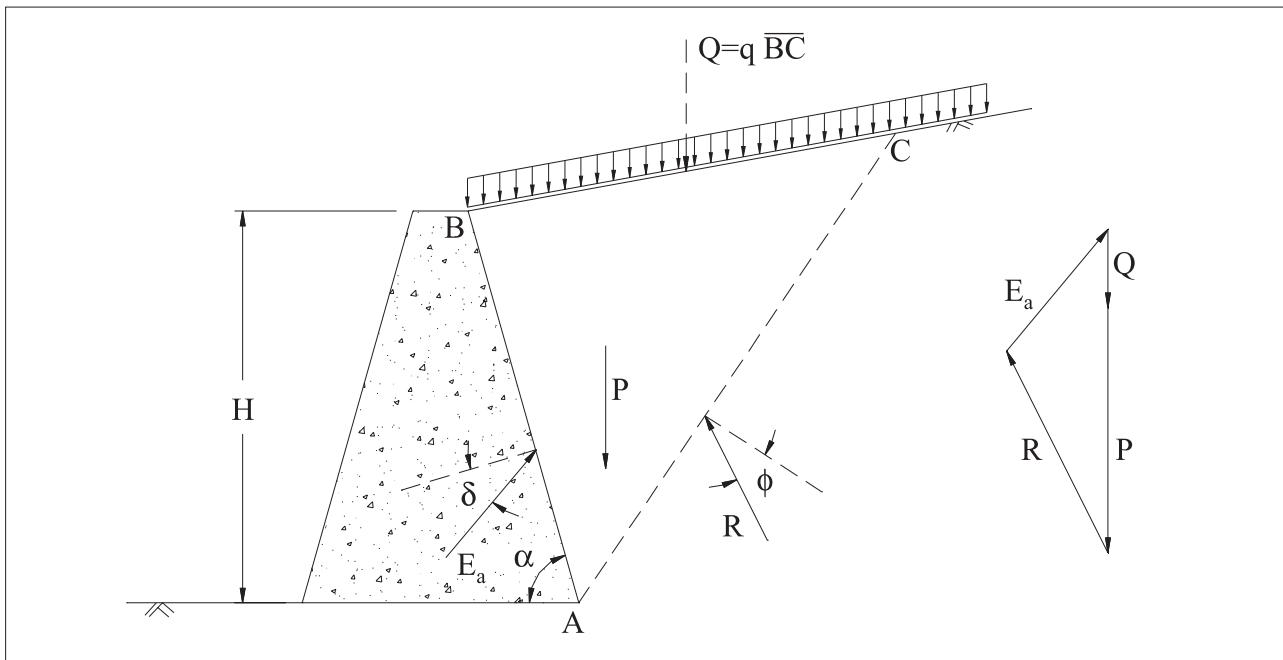


Figura 3.4.9 - Empuje debido a la sobrecarga distribuida uniforme

Entonces, el empuje “ E_a ” está dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \operatorname{sen} i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + i)}$$

(52)

De esta expresión se percibe que el efecto de la sobrecarga se distribuye de manera uniforme a lo largo del paramento, lo que permite la determinación del punto de aplicación del empuje sobre la estructura de contención. La primera parte de la expresión de

arriba “ $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$ “ es debida apenas al suelo, y, por lo tanto, está aplicada a “ $H/3$ ” de la base

de la estructura, mientras que la segunda parte “ $q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + i)}$ “ es debida a

la sobrecarga y estará aplicada a una altura igual a “ $H/2$ ”. El punto de aplicación del empuje total puede, entonces, ser obtenido del centro de gravedad de las dos partes.

3.4.4 Método del Equilibrio Límite

En el caso que el suelo sea cohesivo o la superficie del macizo no sea plana, no hay posibilidad como aplicar directamente la teoría de Coulomb. En estos casos se puede adoptar un método de análisis semejante al de Coulomb, pero más volcado al problema específico en cuestión.

Tomemos como ejemplo el caso mostrado en la figura 3.4.10. Como la superficie del macizo no posee una inclinación “ i ” constante, no es posible utilizar las expresiones deducidas en el ítem anterior para la determinación del empuje. En este caso, se puede hacer un análisis por tentativas. Se consideran varias posiciones para la superficie de rotura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por equilibrio de fuerzas. Estos valores son colocados en función de la superficie de rotura que les dio origen y de esta forma se puede estimar la variación correspondiente. Entonces se puede determinar la posición más crítica de la superficie de rotura y el empuje correspondiente.

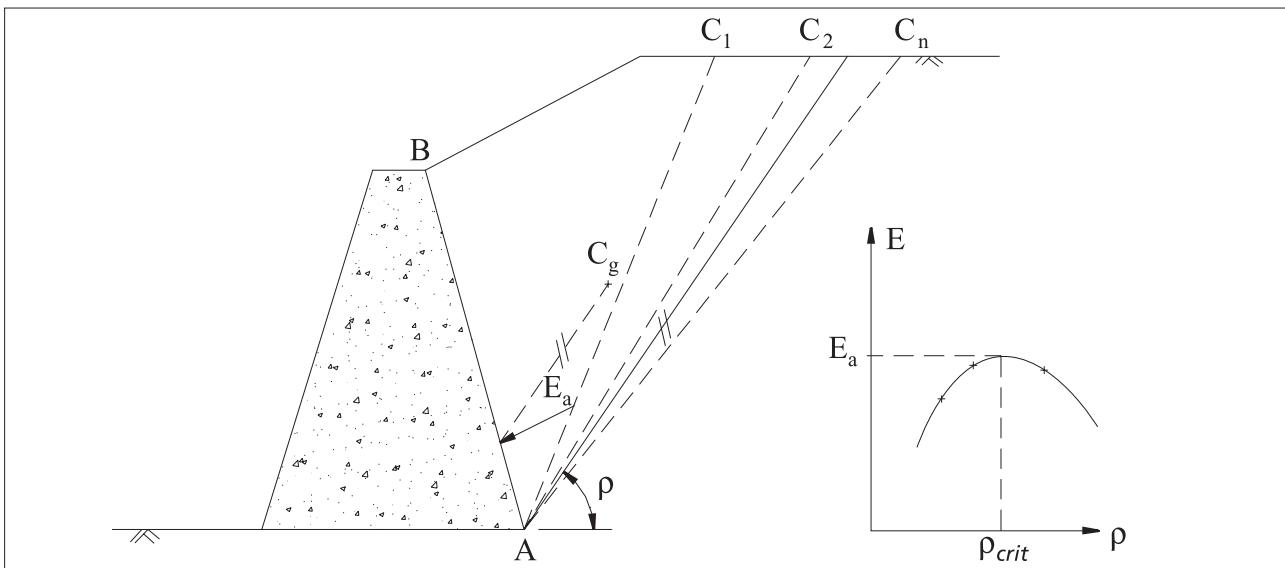


Figura 3.4.10 - Método del Equilibrio Límite

El punto de aplicación del empuje sobre la estructura de contención es determinado a través de una recta paralela a la superficie de rotura mas crítica, pasando por el centro de gravedad de la cuña crítica.

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

Por lo tanto, para determinar el empuje aplicado por un macizo compuesto de camadas de suelos con diferentes características, es necesaria la extensión de este método, de modo que se considere superficies de rotura formadas por más de un plano y, por lo tanto, formando más de una cuña de suelo.

3.4.5 Efecto de las sobrecargas en el empuje activo

Muchas veces existen sobrecargas sobre el suelo. Estas sobrecargas provienen de varias fuentes tales como estructuras sobre el macizo, tráfico de vehículos, etc. y provocan un aumento del empuje.

El caso más simple de sobrecarga es la carga uniformemente distribuida sobre el macizo (figura 3.4.11). Al análisis por el método de equilibrio límite, debe agregarse al peso de la cuña de suelo formada por la superficie de rotura la porción de carga distribuida que se encuentra sobre ella.

En cuanto al punto de aplicación del empuje resultante, puede ser obtenido a través de una paralela a la superficie de rotura pasando por el centro de gravedad del conjunto suelo – sobrecarga. Otra alternativa es separar el efecto del suelo de la sobrecarga y determinar el punto de aplicación de cada efecto a través de paralelas por los centros de gravedad de cada uno.

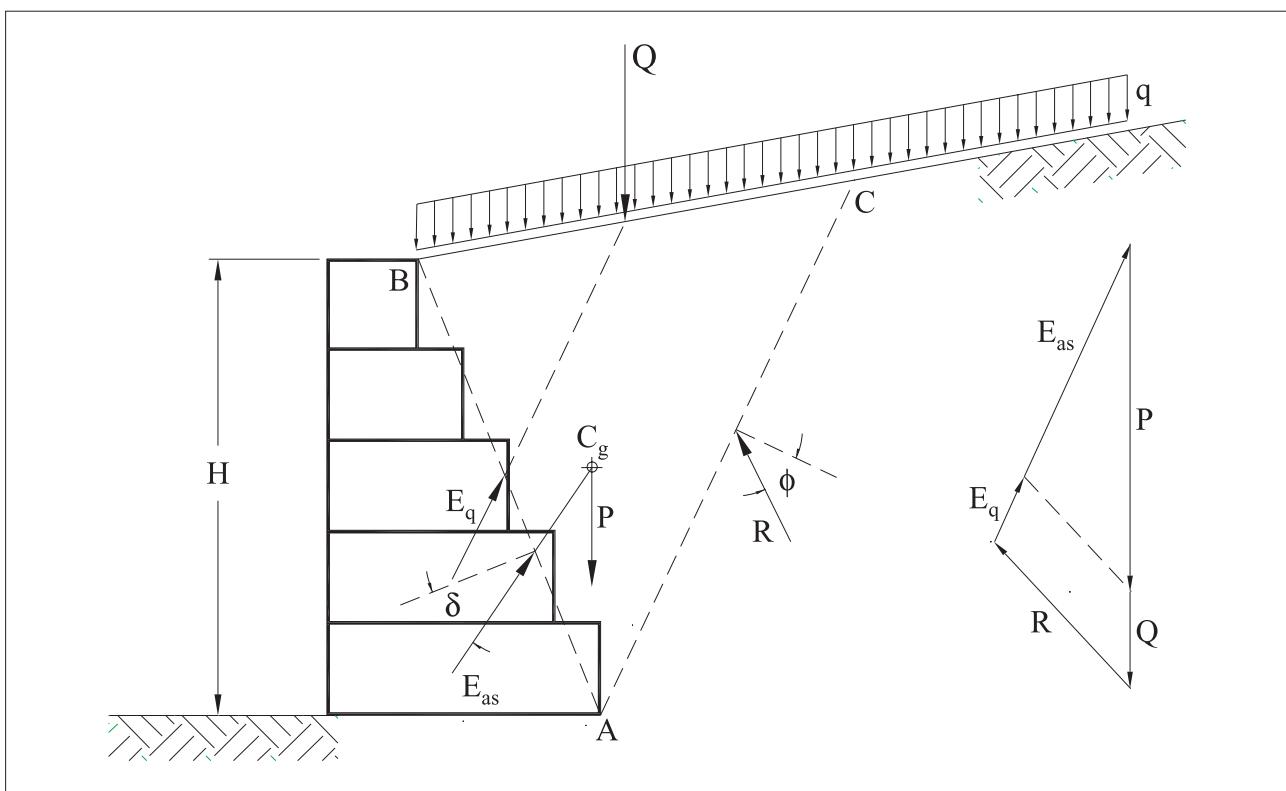


Figura 3.4.11 - Carga uniforme sobre el macizo

En caso que las condiciones del problema permitan la utilización directa de la teoría de Coulomb, el efecto de la sobrecarga uniformemente distribuida puede ser determinado de acuerdo con las expresiones del punto 3.4.3.

Otro caso bastante común de sobrecarga es la línea de “Q” paralela a la estructura de contención como se muestra en la figura 3.4.12.

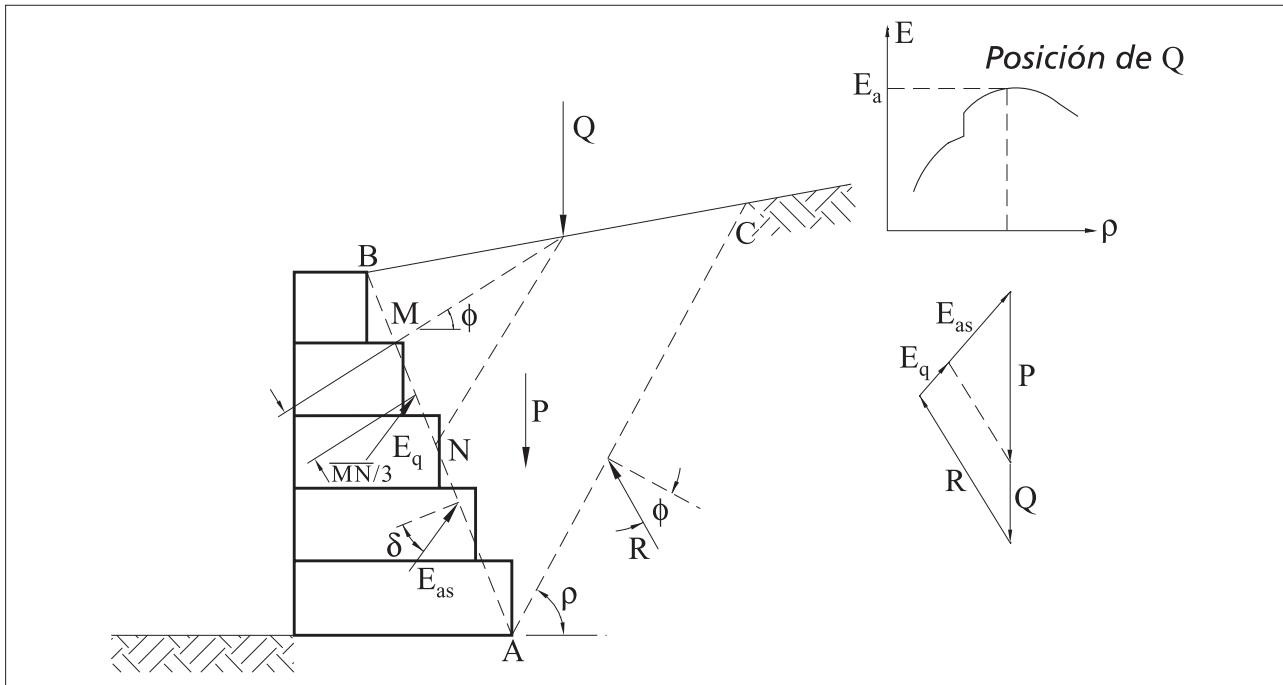


Figura 3.4.12 - Línea de carga paralela a la estructura de contención

En este caso, al utilizar el método de equilibrio límite, se debe adicionar al valor de “Q“ el peso de la cuña de suelo sólo en el caso que la superficie de rotura termine en un punto posterior al punto de aplicación de la línea de carga. En este caso, la variación del empuje con la posición de la superficie de deslizamiento presentará una discontinuidad en el punto correspondiente a la posición de “Q”.

También en este caso se debe separar del empuje máximo “E_a“ los efectos del suelo “E_{as}“ y el efecto de la línea de carga “E_q“. El punto de aplicación de este último es determinado según las teorías de Terzaghi & Peck [9] como se muestra en la figura 3.4.12.

Otra alternativa para determinar el efecto de la línea de carga sobre el empuje es la utilización de ecuaciones de la teoría de la elasticidad obtenidas por Boussineq [10]. Por este método se determina separadamente el empuje debido al suelo, ignorándose la presencia de la línea de carga. El efecto de la carga es simplemente adicionado al suelo siendo determinado por la teoría de la elasticidad:

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

(53)

donde “σ_h“ es el aumento de presión horizontal debida a la línea de carga “Q“ y “H“, “m“ y “n“, como están indicados en la figura 3.4.13.

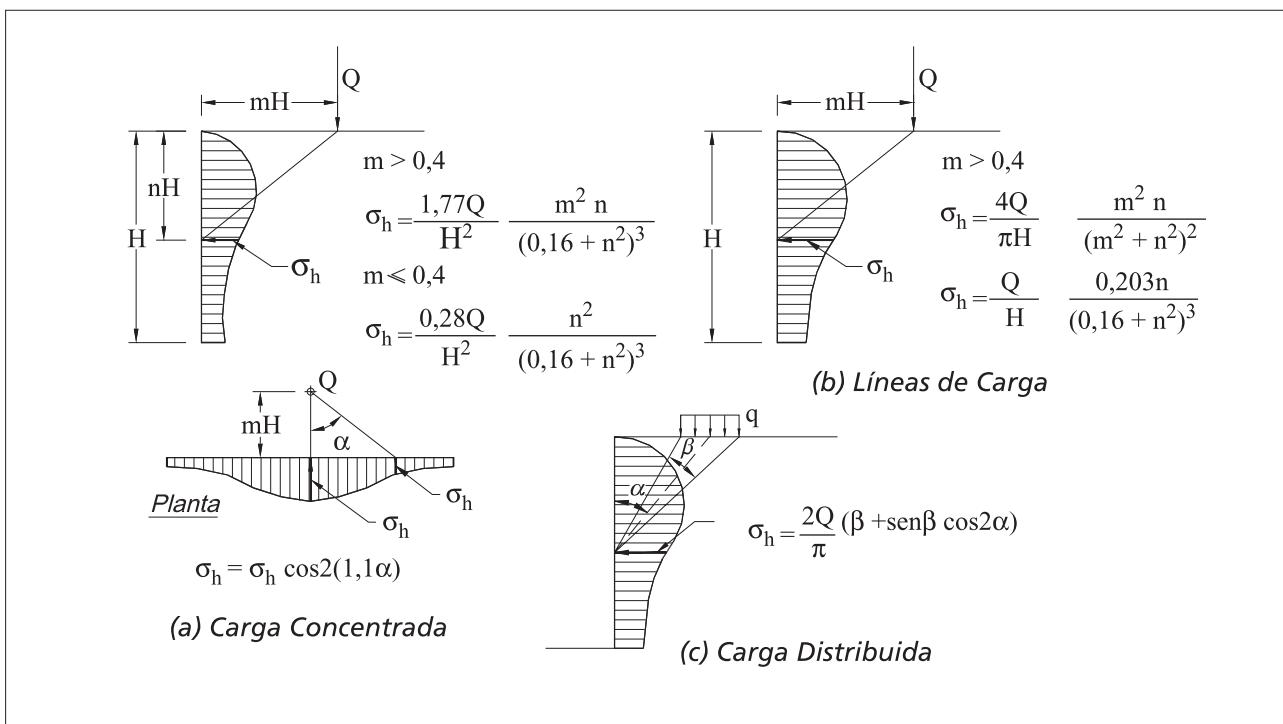


Figura 3.4.13 - Efecto de la sobrecarga de acuerdo a la teoría de la elasticidad

La expresión anterior es válida sólo para medios semi-infinitos. Como la estructura de contención posee una rigidez mucho mayor que la del suelo, este valor debe ser duplicado conforme a las expresiones de la figura 3.4.13. En esta figura están también mostradas las expresiones para los casos de carga concentrada y carga parcialmente distribuida. En todos esos casos, las expresiones mostradas están mayoradas conforme a lo explicado arriba.

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

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

En verdad se trata de una superposición de efectos que no son del todo válidos, ya que el efecto del suelo es determinado asumiendo la plastificación del material, en tanto que el efecto de la carga es determinado asumiéndose un modelo elástico lineal para el material. De cualquier forma, a pesar de estos problemas, los resultados obtenidos por este análisis presentan buena concordancia con mediciones hechas en modelos experimentales.

3.4.6 Suelo cohesivo

Cuando el suelo que compone el macizo contenido es cohesivo “ $c>0$ ”, existen tensiones de tracción en la porción superior del macizo en estado activo, como ya se ha visto en el punto 3.4.2.

Estas tensiones provocan la aparición de fisuras de tracción que disminuyen el área útil resistente de la superficie de rotura aumentando así el empuje final sobre la estructura.

De esta forma, la posición más crítica de una fisura de tracción es la final de la superficie de rotura, disminuyendo el largo de esta (figura 3.4.14).

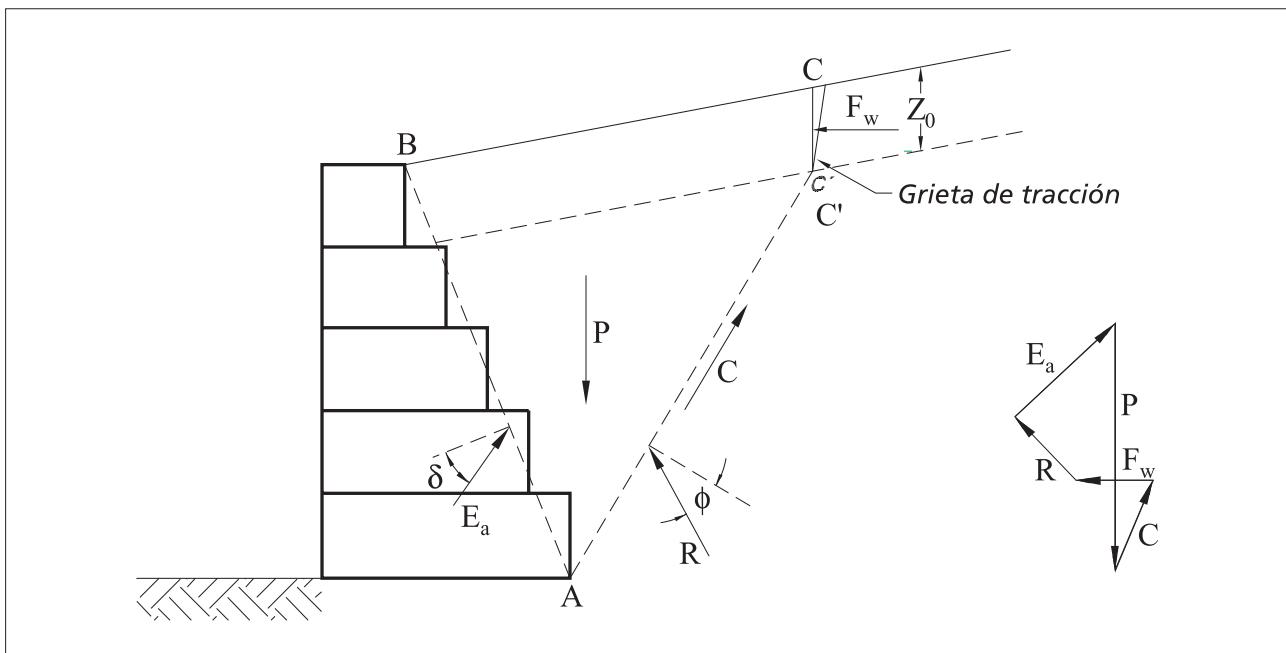


Figura 3.4.14 - Empuje activo en suelo cohesivo

Más allá de esto, como ya fue dicho, las fisuras de tracción pueden estar llenas con agua provenientes de lluvia, lo que provoca un aumento adicional del empuje debido a la presión hidrostática en el interior de las fisuras de tracción. Así mismo, las fuerzas actuantes sobre la cuña de suelo formada por la superficie de rotura incluyen esta fuerza “ F_w ”, debida a la presión del agua en el interior de las fisuras de tracción, más allá de la fuerza resistente “ C ” debida a la cohesión del suelo. Estas fuerzas son determinadas por:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot Z_0^2$$

(54)

$$C = c \cdot \overline{AC'}$$

(55)

donde " z_0 " es la profundidad de las fisuras de tracción, " γ_a " es el peso específico del agua y "c" la cohesión del suelo.

Cuando se utiliza el método de equilibrio límite, el empuje se determina por equilibrio de fuerzas para cada superficie de rotura hipotética hasta que se encuentra la más crítica. A cada una de estas superficies debe corresponder una fisura de tracción, ya que la distribución real de estas fisuras es aleatoria y la ubicación más crítica es aquella que coincide con la superficie de rotura más crítica.

El punto de aplicación del empuje activo " E_a " resultante sobre la estructura de contención puede ser adoptado a " $H/3$ " de la base de la estructura. Esto se justifica por el hecho de que este empuje incluye el efecto de la presión de agua en el interior de las fisuras y por la distribución aproximada de presiones laterales presentadas en el punto 3.4.2.

3.4.7 Efectos del agua en el empuje activo

3.4.7.1 Estructuras parcialmente sumergidas

En obras de regularización de cursos de agua, es bastante común la construcción de estructuras de contención parcialmente sumergidas. En la figura 3.4.15 se puede ver un ejemplo.

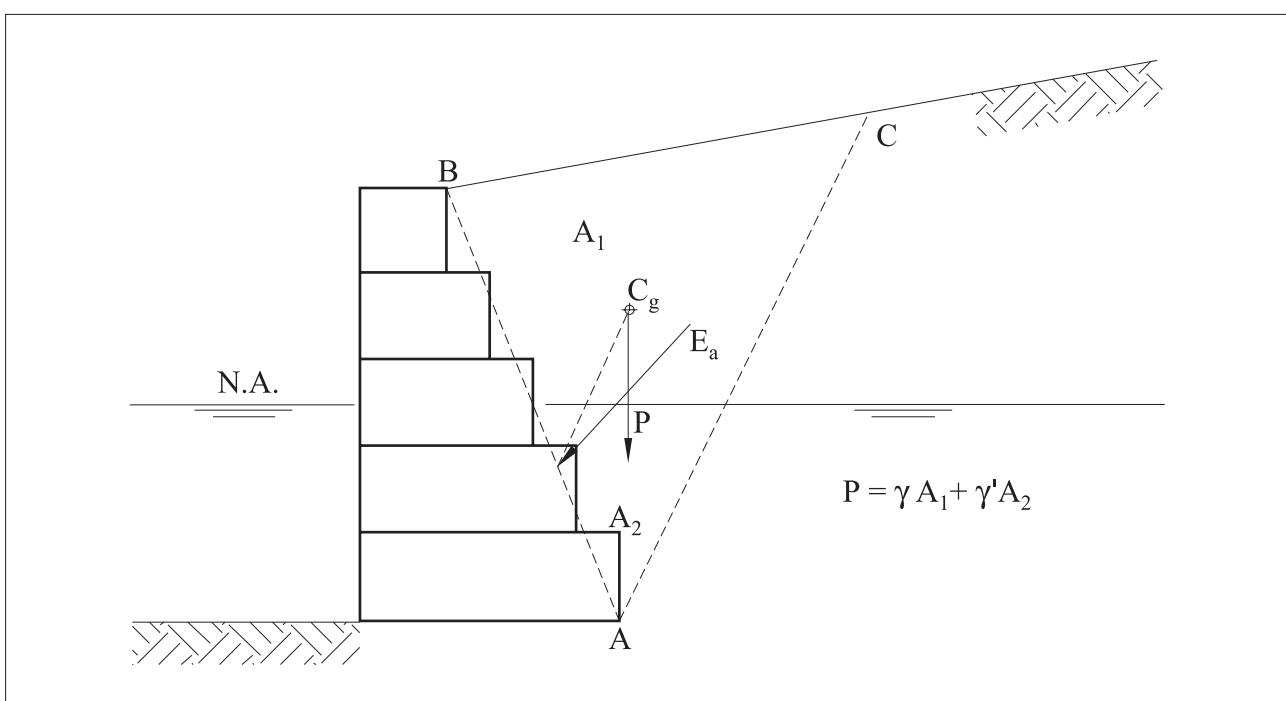


Figura 3.4.15 - Estructura de contención parcialmente sumergida

En estos casos, se debe separar del efecto del suelo el efecto del agua existente dentro de sus vacíos. Esto es porque la resistencia del suelo es debido a la presión entre sus partículas (presión efectiva) mientras que el agua no posee resistencia alguna al corte. Este tipo de análisis es conocido como análisis en términos de presión efectiva.

De todos modos, para utilizar el método del equilibrio límite en este tipo de estructura se debe determinar el equilibrio de fuerzas utilizando el peso sumergido de la cuña de suelo, o sea, para calcular el peso de la parte sumergida de la cuña de suelo se debe utilizar el peso específico sumergido “ γ ” del material.

El empuje “ E_a ” obtenido es aquel debido sólo al peso de las partículas de suelo, siendo necesario adicionar a este la presión del agua sobre la estructura. La determinación de esta presión es trivial y obedece a las leyes de la hidrostática. En el caso específico de los muros de contención en gaviones, debido a su naturaleza altamente drenante, el análisis de estabilidad puede ser hecho en términos de presiones efectivas.

El punto de aplicación del empuje “ E_a ” es determinado por una recta paralela a la superficie de rotura crítica pasando por el centro de gravedad (del peso sumergido) de la cuña crítica.

En caso que se considere que existe diferencia entre las resistencias del material encima y abajo del nivel de agua debe ser analizado como en el punto 3.4.2.

3.4.7.2 Macizo bajo la influencia de percolación de agua

Otro caso bastante común es la ocurrencia de percolación de agua a través del macizo contenido. Esto sucede, por ejemplo, cuando el nivel freático que se encontraba un poco abajo de la fundación de la estructura, se eleva en épocas de lluvias, o cuando en estructuras descriptas en el punto anterior, ocurre una brusca reducción del nivel del curso de agua. En estos casos existe percolación de agua a través del macizo en la dirección de la estructura de contención, lo que hace aumentar el valor del empuje sobre esta. Para que el agua no quede retenida atrás del muro, aumentando todavía más el valor del empuje, se debe usar estructuras autodrenantes, como por ejemplo los gaviones, o prever una estructura de drenes y filtros que impida el arrastre de partículas de suelo.

Para analizar este tipo de problema se debe determinar inicialmente la red de flujo formada como se muestra en la figura 3.4.16.

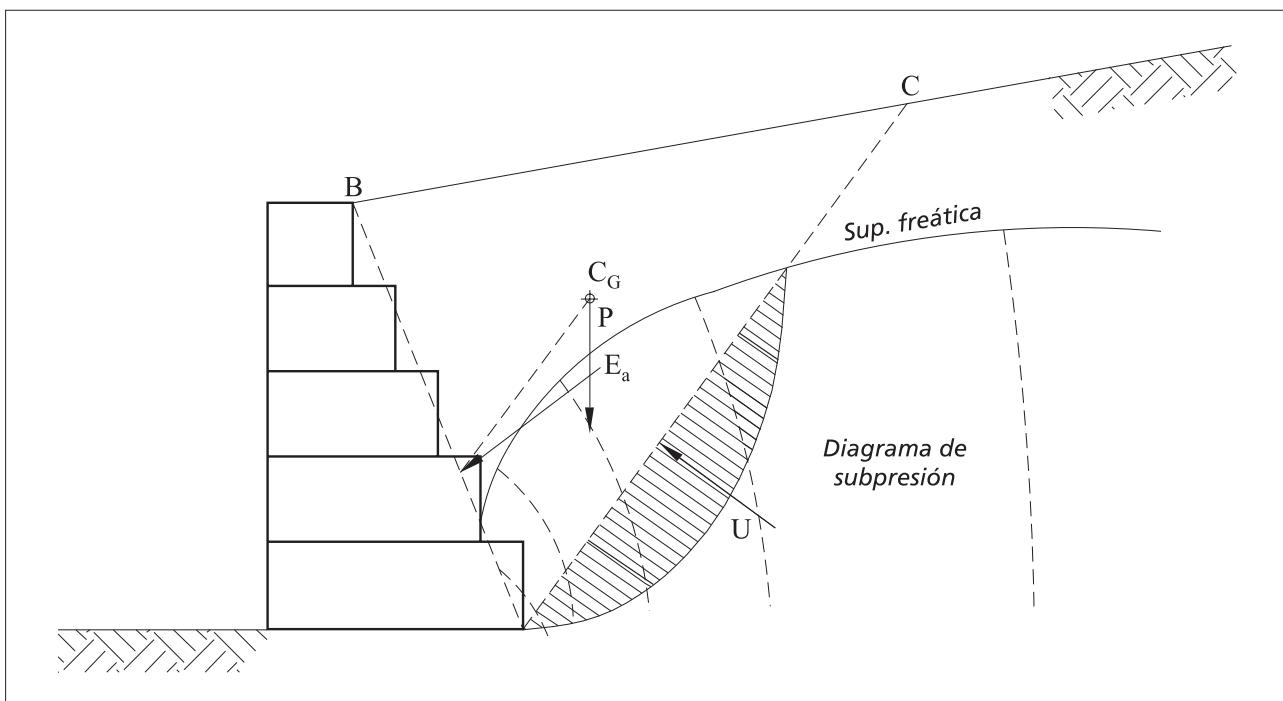


Figura 3.4.16 - Red de flujo a través del macizo de contención

Si se hace el análisis por el método del equilibrio límite, las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada por la superficie de rotura incluyen el peso propio de esta (aquí se determina utilizando el peso específico saturado del suelo " γ_{sat} ") y la fuerza "U" debido a la presión neutra que surge sobre la superficie de escorrimiento. Esta última se determina a partir del diagrama de subpresiones actuantes en la superficie de rotura.

Una forma simplificada para determinar la fuerza "U" consiste en adoptar un parámetro de subpresión " r_u " definido como:

$$r_u = \frac{U}{P} \quad (56)$$

que puede ser estimado a partir de la altura de la napa freática.

El punto de aplicación del empuje "E_a" puede ser medido como en el punto anterior. Se debe notar que aquí el empuje "E_a" incluye el efecto del agua. Entonces el centro de gravedad de la cuña crítica debe ser determinado por su peso saturado.

3.4.8 Macizo en capas (no homogéneo)

En caso que el macizo contenido este formado por capas de suelos diferentes (figura 3.4.17), el método de equilibrio límite pueda todavía ser utilizado.

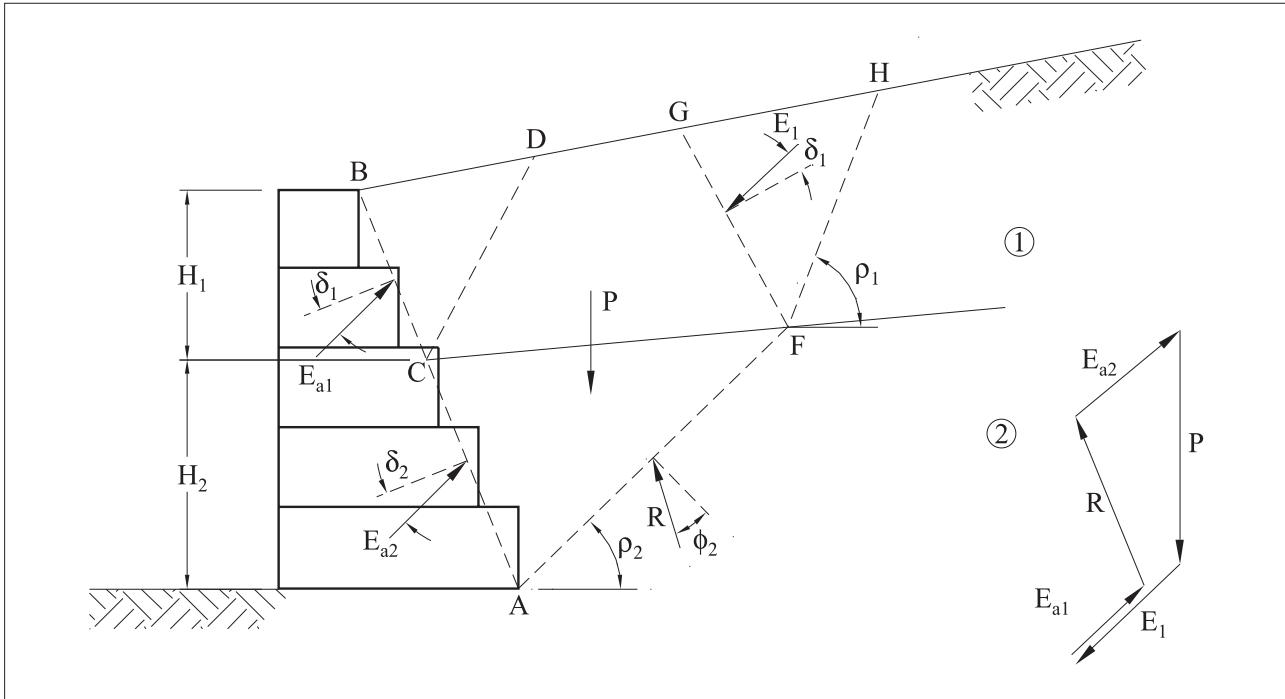


Figura 3.4.17 - Macizo no homogéneo

En primer lugar se determina el empuje “ E_{a1} ” provocado sobre la estructura de la primera camada de suelo a lo largo de “BC” utilizando el método ya citado anteriormente.

En segundo lugar se considera una superficie de rotura formada por tres planos. El primero de estos planos parte del punto “A” en la base de la estructura (o en la base de la segunda camada de suelo, en caso de haber más de una camada) y se extiende hasta el límite entre la segunda y la primera camada (punto “F”), con una inclinación “ ρ_2 ” respecto a la horizontal. El segundo plano parte de este punto y sigue hasta la superficie del macizo (punto “G”), en una dirección paralela a la cara interna de la estructura de contención (“AB”). El tercer plano parte del mismo punto (“F”) y se extiende hasta la superficie del macizo (punto “H”) en una dirección inclinada en un ángulo “ ρ_1 ” respecto a la horizontal.

De esta manera, se forman dos cuñas de suelo. Una de ellas con vértices en A, B, G y F; y la otra con vértices en F, G y H. El efecto de la cuña menor sobre la mayor puede entonces ser determinado como efecto del empuje “ E_1 ” calculado también por el método de equilibrio límite, considerando un ángulo de fricción entre las dos cuñas igual al ángulo de fricción “ δ_1 ” que actúa entre el suelo de la camada superior y la estructura de contención.

Conocido el valor de “ E_1 ”, el empuje aplicado por la camada inferior puede ser determinado por el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo mayor.

La inclinación de “ p_2 “ debe ser entonces estudiada a fin de encontrar una posición más crítica para la superficie de rotura.

En el caso que el número de camadas sea superior a dos, el proceso debe ser repetido para incluir las camadas inferiores hasta alcanzar la base de la estructura

El punto de aplicación de “ E_{a1} “ es determinado como ya se mencionó en los puntos anteriores, o sea, a “ $H1/3$ “ de la base de camada, donde “ H_1 “ es el espesor de esta camada en contacto con la estructura de contención, en caso que la superficie del macizo sea plana y no haya sobrecargas. En cuanto al punto de aplicación de “ E_{a2} “, se puede asumir que la distribución lateral sobre la estructura de contención es lineal y que la tasa de variación de esta expresión con la altura de la estructura es:

$$\frac{dp_{l2}}{dh_2} = \gamma_2 \cdot K_{a2}$$
(57)

donde “ K_{a2} “ es el coeficiente de empuje activo determinado por la teoría de Coulomb. De esta manera se puede determinar la presión lateral en el tope de la base de la segunda camada y en seguida el centro de gravedad del diagrama de presión lateral obtenido (figura 3.4.18).

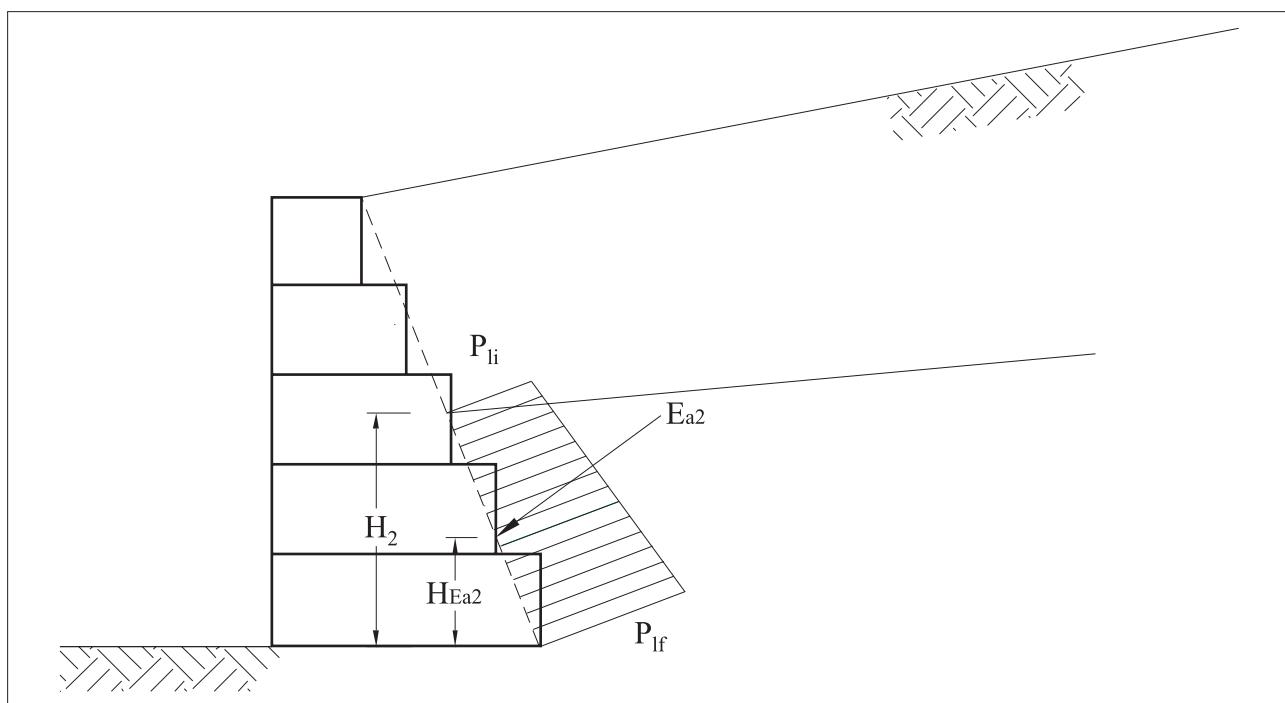


Figura 3.4.18 - Distribución de la presión lateral en la segunda capa de suelo

$$dp_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{\gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot H_2}{2}$$

(58)

$$dp_{lf} = \frac{E_{a2}}{H_2} + \frac{\gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot H_2}{2}$$

(59)

entonces:

$$H_{E2} = \frac{H_2}{2} - \frac{\gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot H_2}{H_{a2}} \cdot \frac{H_2^3}{12}$$

(60)

En la determinación de “ K_{a2} ” por la teoría de Coulomb se puede adoptar, en caso que sea necesario, valores aproximados para la inclinación “ i ” de la superficie del talud.

La ejecución de este proceso sólo es viable con la utilización de un programa de computadora. El programa GAWACWIN® fue desarrollado con la capacidad de analizar estos casos.

3.4.9 Efecto Sísmico

Durante un sismo, el empuje activo sufre un incremento debido a la aceleración horizontal y vertical del suelo. Estas aceleraciones provocan la aparición de fuerzas iniciales en las direcciones vertical y horizontal que deben ser consideradas en el equilibrio de las fuerzas (figura 3.4.19).

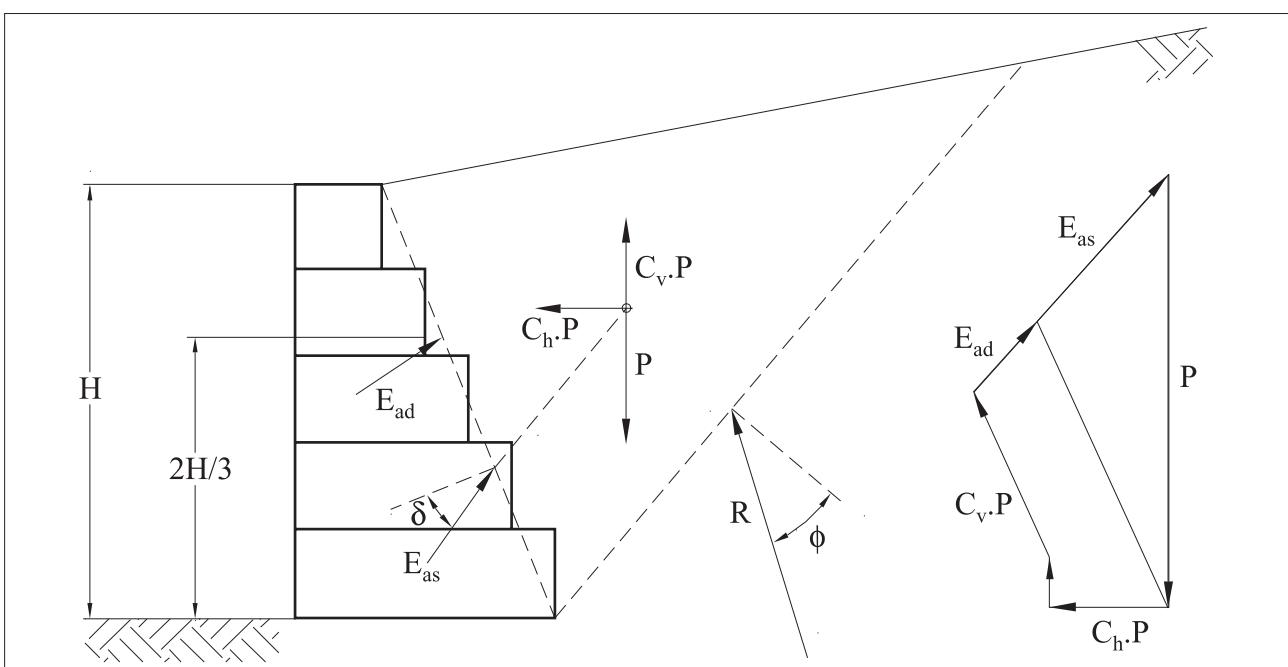


Figura 3.4.19 - Fuerzas de inercia que actúan sobre la cuña de suelo

Estas aceleraciones normalmente son expresadas en relación a la aceleración de la gravedad "g" y son función del riesgo sísmico local. Las fuerzas de inercia serán calculadas como porciones del peso de la cuña de suelo "P":

$$I_h = C_h \cdot P$$

(61)

y

$$I_v = C_v \cdot P$$

(62)

Donde " C_h " y " C_v " son las relaciones de aceleración en las direcciones horizontal y vertical respectivamente.

La aceleración en la dirección horizontal representa una mayor influencia en el valor del empuje activo, por lo tanto, generalmente es la única considerada en el análisis.

El empuje activo calculado de esta forma puede ser dividido en dos porciones. La primera, igual al empuje estático " E_{ae} ", tiene su punto de aplicación sobre la estructura de contención determinado como en los puntos anteriores. La segunda porción " E_{ad} " es el efecto del sismo y su punto de aplicación está situado a " $2.H/3$ " de la base de la estructura [13].

En caso que el macizo estuviera sumergido, se debe utilizar el peso sumergido "g" del suelo en el cálculo del peso específico de la cuña, como ya fue citado en el punto 3.4.7.1. Entonces, es necesario también la consideración del efecto sísmico en la masa de agua existente en el interior del suelo.

Esta masa provocará una presión adicional al efecto estático, resultando un empuje adicional " U_d " debido al agua dado por:

$$U_d = \frac{7}{12} \cdot H_a^2 \cdot \gamma_a \cdot C_h$$

(63)

donde " γ_a " y " H_a " son el peso específico y la altura de agua respectivamente. Este empuje está aplicado a " $H_a/3$ " de la base de la estructura [14].

En caso que las condiciones del problema permitan la utilización directa de la teoría de Coulomb y además de eso, se considere sólo la aceleración en la dirección horizontal, el efecto sísmico puede ser determinado por las expresiones del punto 3.4.3 corrigiendo los valores de los ángulos “ α' ” y “ i' ” de la figura 3.4.7.

$$i' = i + \theta$$

(64)

y

$$\alpha' = \alpha - \theta$$

(65)

donde

$$\theta = \arctan C_h$$

(66)

El empuje “ E_a' ” así calculado debe ser todavía multiplicado por “ A ” que está dado por:

$$A = \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \theta}$$

(67)

Entonces el efecto sísmico “ E_{ad} ” será dado por:

$$A_{ad} = A \cdot E_a' - E_{ae}$$

(68)

donde “ E_{ae} ” es el empuje activo. La diferencia “ E_{ad} ” está aplicada a “ $2H/3$ ” de la base del muro.

3.5 Aplicaciones de las teorías de muros de gaviones

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

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

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

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

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

Para el ángulo de fricción “ δ ” entre el suelo y la estructura, se puede adoptar el mismo valor del ángulo interno “ ϕ ” del suelo, pues la superficie de los gaviones es bastante rugosa. En el caso de haber un filtro de geotextil entre el suelo contenido y el muro de gaviones el valor de “ δ ” debe ser disminuido, adoptándose normalmente “ $\delta = 0,9 \text{ a } 0,95.\phi$ ”.

En caso que las condiciones específicas del problema analizado sean más complejas, no permitiendo la utilización directa de la teoría de Coulomb, se recurre generalmente al método de equilibrio límite. En este caso, el trabajo requerido para la determinación del empuje actuante es considerablemente mayor. Por eso, fueron desarrollados programas de computadora que ayudan al proyecto en esa tarea. El programa GawacWin® distribuido por Maccaferri, a los proyectos, utiliza el método de equilibrio límite en la determinación del empuje activo actuante, lo que lo torna capaz de analizar la mayoría de los casos que pueden surgir.

Para el cálculo del empuje pasivo, que es la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por el terreno delante del muro, cuando este está apoyado en una cota inferior a la superficie (figura 3.5.1), la teoría de Rankine es generalmente suficiente. No obstante se debe tener cautela en la consideración de esta resistencia. Solamente se debe considerar la disponibilidad del empuje pasivo al frente del muro cuando es posible garantizar que no ocurren excavaciones o posible erosión del suelo situado frente a la estructura de contención.

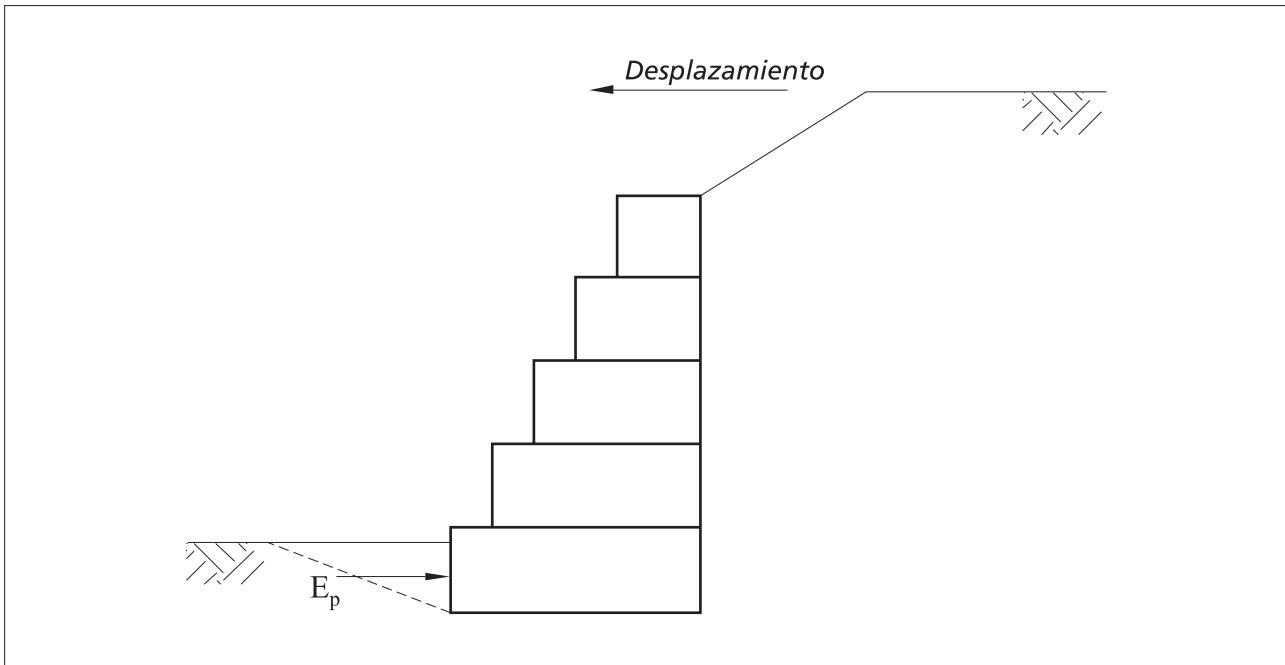


Figura 3.5.1 - Determinación del empuje pasivo

3.5.1 Superficies de roturas curvas

Los métodos de Coulomb y de equilibrio límite adoptan una forma de la superficie de rotura plana, por hipótesis. Pero no siempre la forma plana conduce a la condición más crítica para el equilibrio de la cuña de suelo formada por la superficie de rotura. La ocurrencia de fricción a lo largo de la interfase suelo-estructura de contención hace que la superficie de rotura más critica sea la curva.

Análisis más rigurosos, utilizando superficies de rotura con la forma de espirales logarítmicas también fueron desarrolladas. En el caso del empuje activo, estos análisis muestran que el valor calculado con la utilización de superficies planas difieren como máximo cerca del 10%, estando en general esta diferencia dentro del 5% del valor calculado con superficies de rotura curva [15]. Este hecho justifica la utilización de superficies de rotura planas para el cálculo del empuje activo por ser de análisis más simples y abarcativas.

Para el empuje pasivo, en tanto, la diferencia entre los resultados obtenidos por los métodos que utilizan superficies de rotura planas y los que utilizan superficies curvas son bien distintos. Sólo cuando no se considera fricción entre el suelo y la estructura de contención los resultados obtenidos por la teoría de Coulomb y por método de equilibrio límite son correctos [16].

3.6 Análisis de estabilidad de la estructura de contención

3.6.1 Tipos de rotura

Es necesario la verificación de seguridad de la estructura de contención a los diversos tipos de rotura. En el caso de muros de contención de gaviones, los tipos principales de

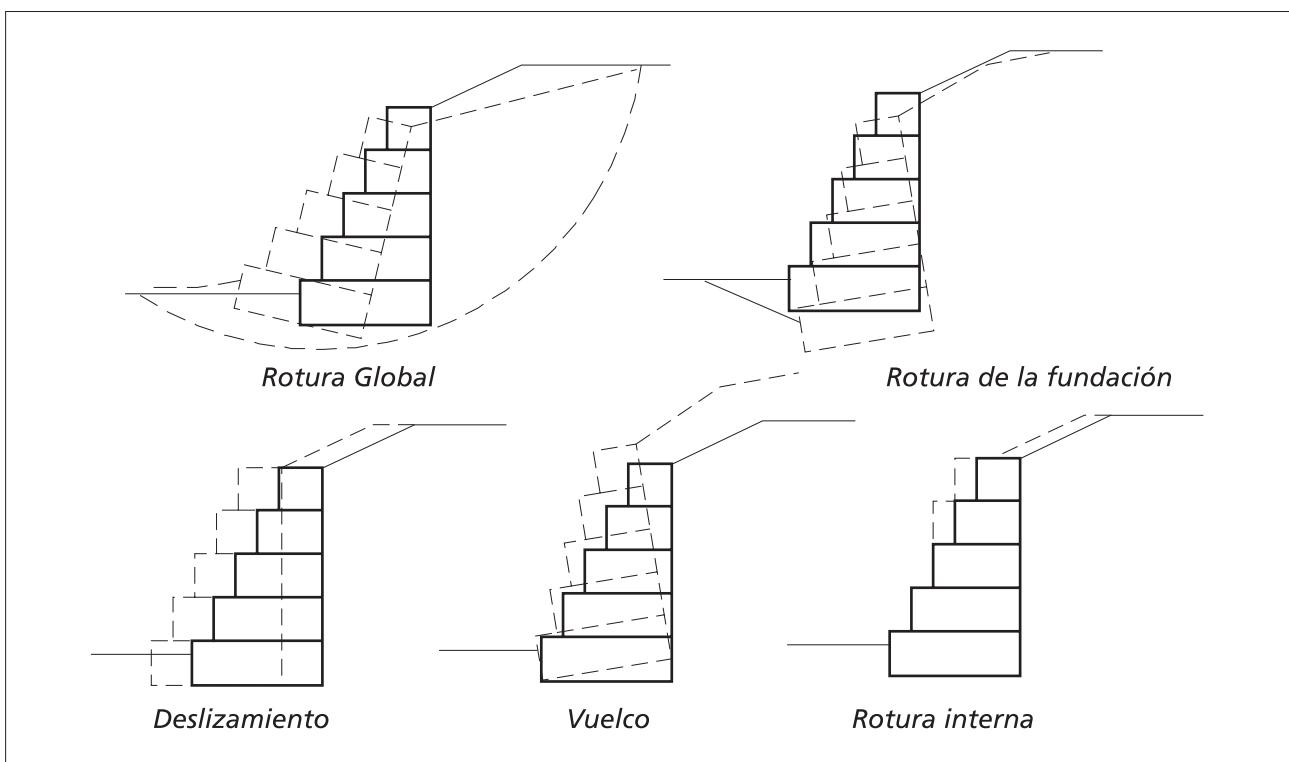


Figura 3.6.1 - Tipos de rotura de muros de gaviones

rotura que pueden ocurrir están mostrados en la figura 3.6.1.

1. Deslizamiento sobre la base: ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro, sumada al empuje pasivo disponible al frente de la estructura, es insuficiente para neutralizar el efecto del empuje activo actuante.

2. Vuelco: ocurre cuando el momento estabilizante del peso propio del muro en relación al punto de vuelco es insuficiente para neutralizar el momento del empuje activo.

3. Rotura de la fundación o asentamientos excesivos: ocurre cuando las presiones aplicadas por la estructura sobre el suelo de fundación son superiores a su capacidad de carga.

4. Rotura global del macizo: deslizamiento a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención.

5. Rotura interna de la estructura: rotura de las secciones intermedias entre gaviones, que puede ocurrir tanto por deslizamiento como por exceso de presión normal.

3.6.2 Fuerzas que actúan sobre la estructura

En la figura 3.6.2 están mostradas las fuerzas que actúan sobre la estructura de contención.

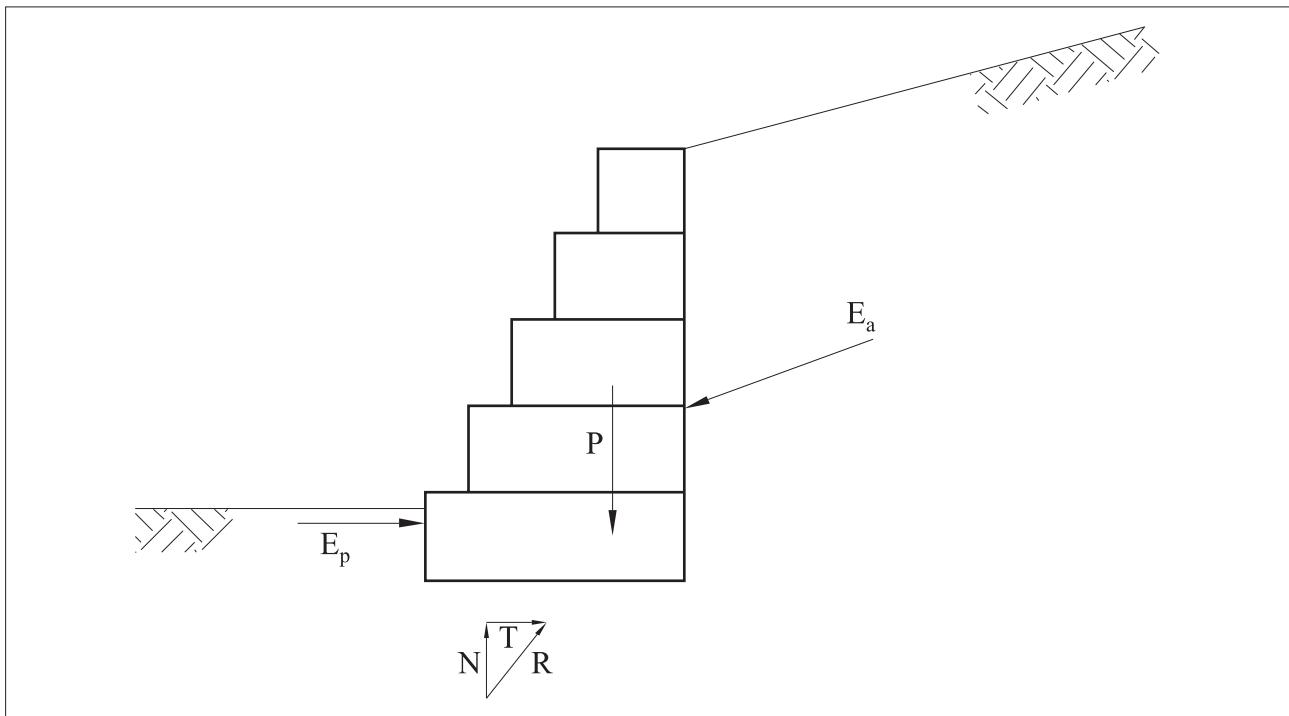


Figura 3.6.2 - Fuerzas que actúan sobre la estructura de contención

Las fuerzas presentes son los empujes “ E_a ” y “ E_p ”, el peso propio de la estructura “ P ” y la reacción de la fundación “ R ”. Esta última fuerza puede ser descompuesta en una fuerza normal “ N ” y una fuerza tangente “ T ” a la base de la estructura de contención.

Más allá de estas fuerzas, se deben considerar otras, dependiendo de las condiciones. Así, en el caso que la estructura esté parcial o totalmente sumergida, se debe considerar la fuerza de flotación “ V ” (figura 3.6.3), y en el análisis sísmico se deben considerar las fuerzas de inercia

horizontal “ $I_h = C_h \cdot P$ ” y vertical “ $I_v = C_v \cdot P$ ”. Otras fuerzas pueden todavía provenir de las sobrecargas aplicadas directamente sobre la estructura.

3.6.3 Determinación de empujes

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

Es necesario considerar:

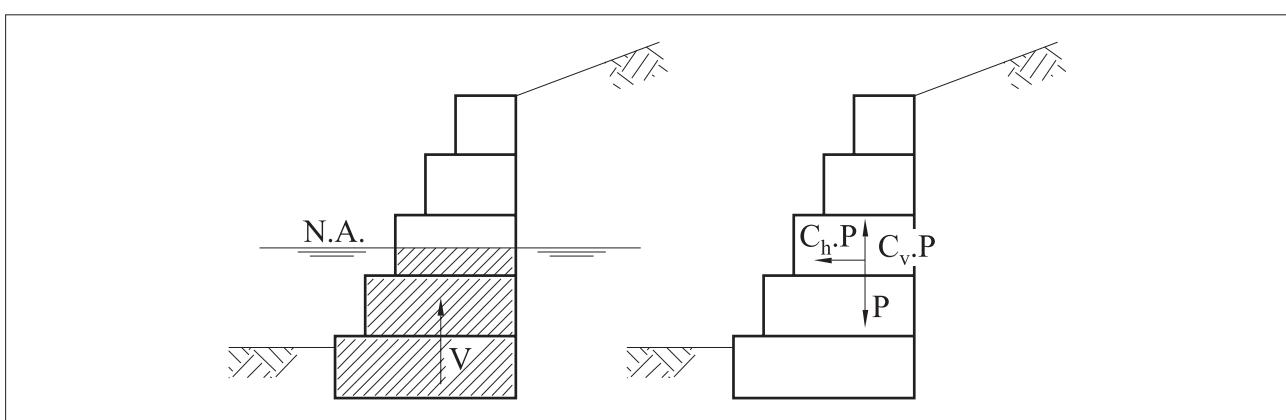


Figura 3.6.3 - Otras fuerzas que pueden actuar sobre el muro

1. La resistencia al corte del suelo, normalmente expresada por el criterio de Mohr-Coulomb, es decir su ángulo de fricción interna “ ϕ ” y su cohesión “ c ”. Estos valores deben ser obtenidos preferentemente de la envolvente de resistencia efectiva del suelo, obtenida de los ensayos de laboratorio. Para obras de menor envergadura estos valores pueden ser tomados también de correlaciones empíricas, como ensayos de campo tipo el SPT.

El análisis debe ser hecho en términos de tensiones efectivas ya que el estado activo representa un desplazamiento del macizo y, en este caso, el comportamiento a largo plazo es el más crítico. Esta consideración es particularmente importante en la evaluación de la cohesión del material. Mismo los suelos arcillosos presentan valores bastante reducidos para la cohesión, cuando es considerada la envoltoria efectiva. Más allá de eso, los efectos de la excavación y el posterior relleno del macizo contenido tiende a disminuir todavía más la cohesión disponible. Por lo tanto, muchas veces la cohesión del suelo es tomada como nula en macizos arcillosos para el efecto del cálculo del empuje activo.

2. El peso específico del suelo, tanto en el estado natural como en el estado de saturación completa.

3. El ángulo de fricción entre el suelo y la estructura en función del ángulo de fricción interno del suelo y del material de la estructura, así como la rugosidad de la superficie de contacto.
4. La posición del nivel de agua y las condiciones de flujo a través del macizo. Se deben determinar las alturas máximas y mínimas del nivel de agua y la eventual posibilidad de formación de flujo de agua a través del macizo. Esto es particularmente importante en muros construidos en zonas bajas y en canales.
5. Cargas externas aplicadas sobre el macizo por estructuras construidas sobre él y por tráfico de vehículos.
6. Cargas dinámicas provocadas por efectos sísmicos generalmente especificados por los códigos locales en función de la sismicidad de la región.

3.6.4 Verificación de estabilidad contra el deslizamiento

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumado al empuje pasivo disponible en el frente, no es suficiente para contraponer el empuje activo. Se puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

(69)

Donde “ E_{ad} ” e “ E_{pd} ” son las componentes de los empujes activo y pasivo en dirección al desplazamiento (figura 3.6.4).

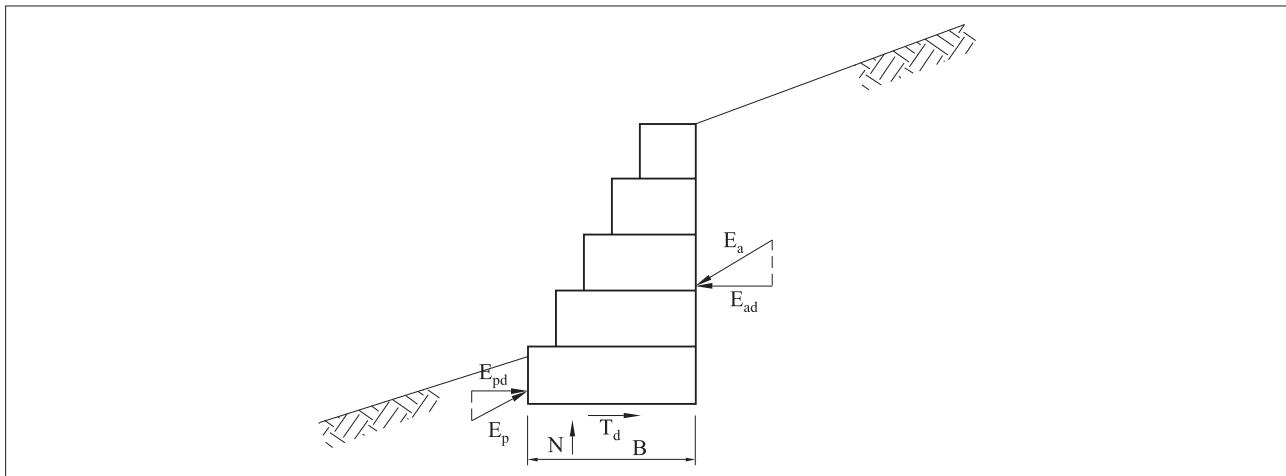


Figura 3.6.4 - Verificación al deslizamiento

La fuerza “ T_d “ es la resistencia disponible a lo largo de la base de la estructura y vale:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a^* \cdot B$$

(70)

Donde “ δ^* “ es el ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura. Y “ a^* “ es la adhesión entre el suelo y la base.

Los valores sugeridos para “ δ^* “ y “ a^* “ son:

$$\frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi$$

(71)

y

$$\frac{1}{3} \cdot c \leq a^* \leq \frac{3}{4} \cdot c$$

(72)

Se sugiere también que el valor de “ $F_d \geq 1,5$ ” sea para suelos no cohesivos y “ $F_d \geq 2,0$ ” para suelos cohesivos [8].

3.6.5 Verificación contra el vuelco

El vuelco de la estructura de contención puede ocurrir cuando el valor del momento del empuje activo en relación a un punto “A” situado en el pie del muro (figura 3.6.5) supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. El punto “A” es denominado punto de giro.

El coeficiente de seguridad contra el vuelco está dado por:

$$F_1 = \frac{M_p + M_{E_p}}{M_{E_a}}$$

(73)

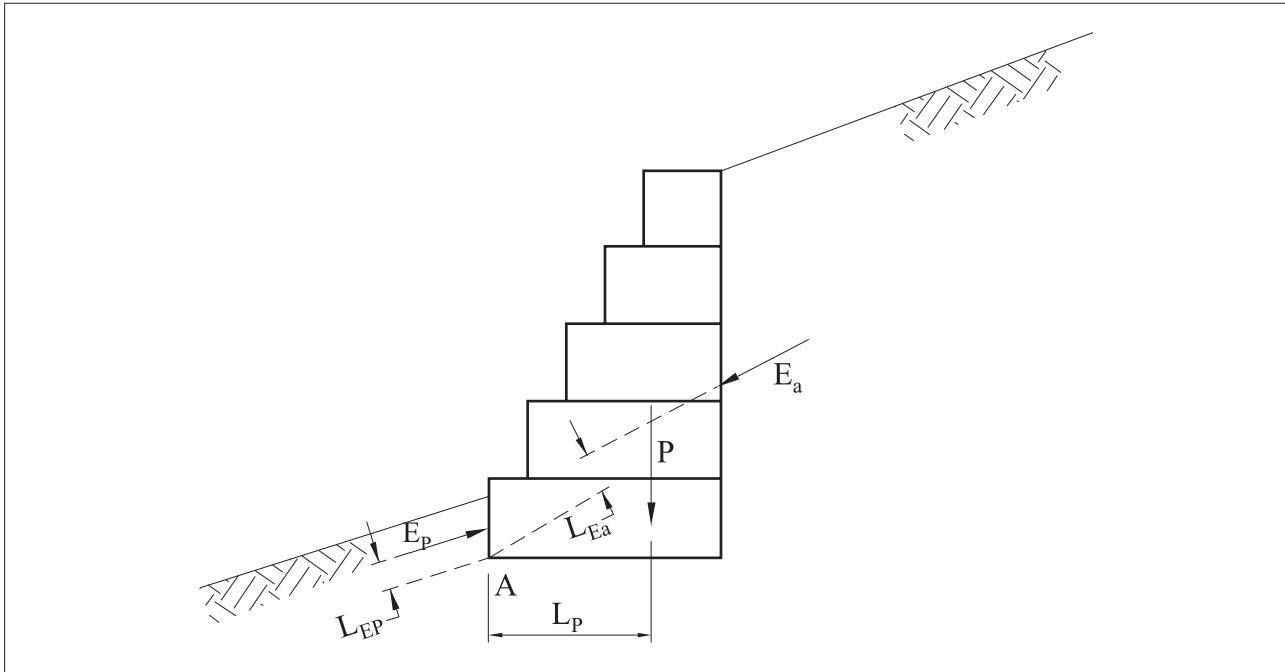


Figura 3.6.5 - Verificación contra el deslizamiento

Otra forma de definirse el coeficiente de seguridad contra el vuelco, es considerar que sólo la componente horizontal del empuje activo “ E_{ah} ” contribuye con el momento de vuelco, mientras que su componente vertical “ E_{av} ” contribuye con el momento resistente. Así el coeficiente de seguridad “ F_t ” sería:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{M_{E_a}} \quad (74)$$

Esta última forma de “ F_t ” es más utilizada porque evita que el coeficiente de seguridad contra el vuelco resulte negativo cuando el momento del empuje activo “ M_{E_a} ” es negativo. Esta situación ocurre cuando la recta soporte del vector que representa la fuerza “ E_a ” pasa por debajo del punto de giro.

Como valor mínimo para el coeficiente de seguridad contra el vuelco, se sugiere que “ $F_t \geq 1,5$ ”.

3.6.6 Verificación de las presiones aplicadas a la fundación

Otra verificación necesaria es la que está relacionada con las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de contención. Estas presiones no deben superar el valor de la capacidad de carga del suelo de fundación.

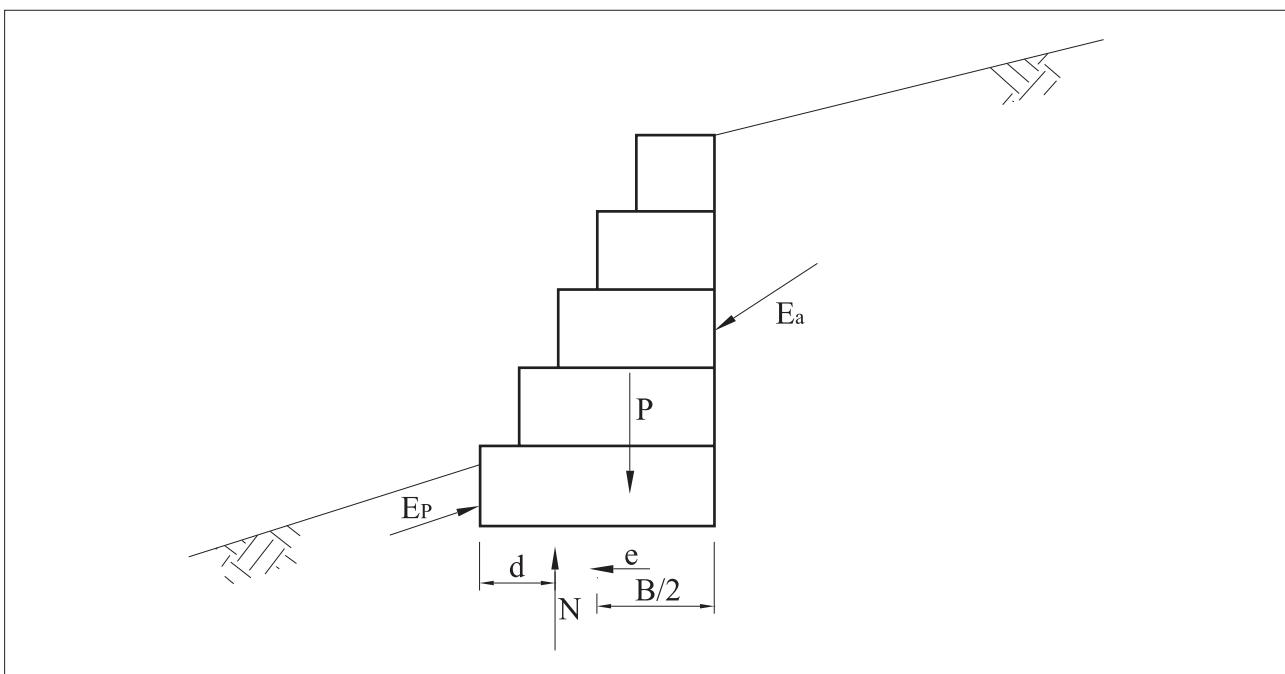


Figura 3.6.6 - Punto de aplicación de “N”

A través del equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “N” (figura 3.6.6):

$$d = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{N}$$

(75)

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención. Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal para estas presiones y entonces los valores máximo y mínimo de ellas ocurrirán en los bordes de la base de la estructura (figura 3.6.7) y serán dadas por:

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

(76)

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

(77)

para “ $e \leq B/6$ ”.

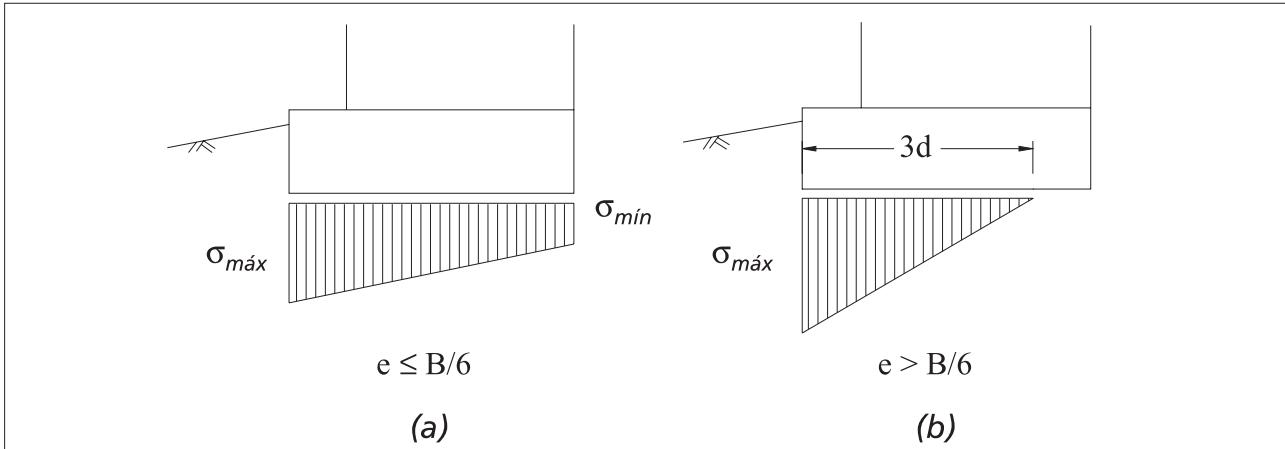


Figura 3.6.7 - Distribución de las presiones de fundación

En caso que el valor de la excentricidad “e“ sea mayor que “B/6“, habrá un levantamiento de la parte anterior de la base, resultando una distribución triangular. La presión máxima será:

$$\sigma_{\max} = \frac{2.N}{3.d}$$

(78)

Se debe evitar esta última condición ya que ocurre concentración de tensiones.

Para poder determinar la capacidad de carga de la fundación del muro se puede recurrir a la expresión propuesta por Hansen [18]:

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

(79)

donde:

$$q = \gamma \cdot y$$

(80)

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

(81)

$$i_\gamma = i_q^2$$

(82)

(83)

$$d_\gamma = 1$$

(84)

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

(85)

y

$$N_y = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

(86)

Las expresiones anteriores, “ γ ”, “ c ” e “ ϕ ” son el peso específico, la cohesión y el ángulo de fricción interno respectivamente, del suelo de fundación; “ y ” es la altura del suelo al frente del muro en relación a la cota de apoyo y “ T ” es la fuerza tangencial que actúa en la base.

La presión máxima admisible será dada por:

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

(87)

En caso que haya camadas de suelos menos resistentes debajo de la fundación, la carga máxima admisible deberá ser verificada para estas camadas. En este caso se debe también tener en cuenta la apertura de las presiones verticales aplicadas por la estructura de contención hasta la camada analizada.

3.6.7 Verificación de la estabilidad contra la rotura global

Más allá de las formas de rotura citadas en los puntos anteriores, también puede ocurrir la rotura global del macizo a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando hay camadas en zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención.

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

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más empleados son los que analizan la parte del macizo sujeta al deslizamiento como bloques rígidos y los métodos que lo analizan como un bloque único dividido en fajas.

Los métodos del primer tipo generalmente se utilizan en superficies de rotura plana (figura 3.6.8) como el método de las cuñas, mientras que aquellos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de rotura cilíndrica como el método de Fellenius [19] y el método de Bishop [20] (figura 3.6.10).

El método de las cuñas considera que la superficie de rotura está formada por una serie de planos que delimitan cuñas rígidas. El equilibrio de esas cuñas rígidas requiere que parte de la resistencia sea movilizada a lo largo de esos planos. La relación entre la resistencia disponible a lo largo de la superficie de rotura y la resistencia movilizada es el coeficiente de seguridad contra la rotura del macizo. La superficie más crítica es entonces determinada por un proceso iterativo que busca identificar aquella que presenta el menor valor para el coeficiente de seguridad.

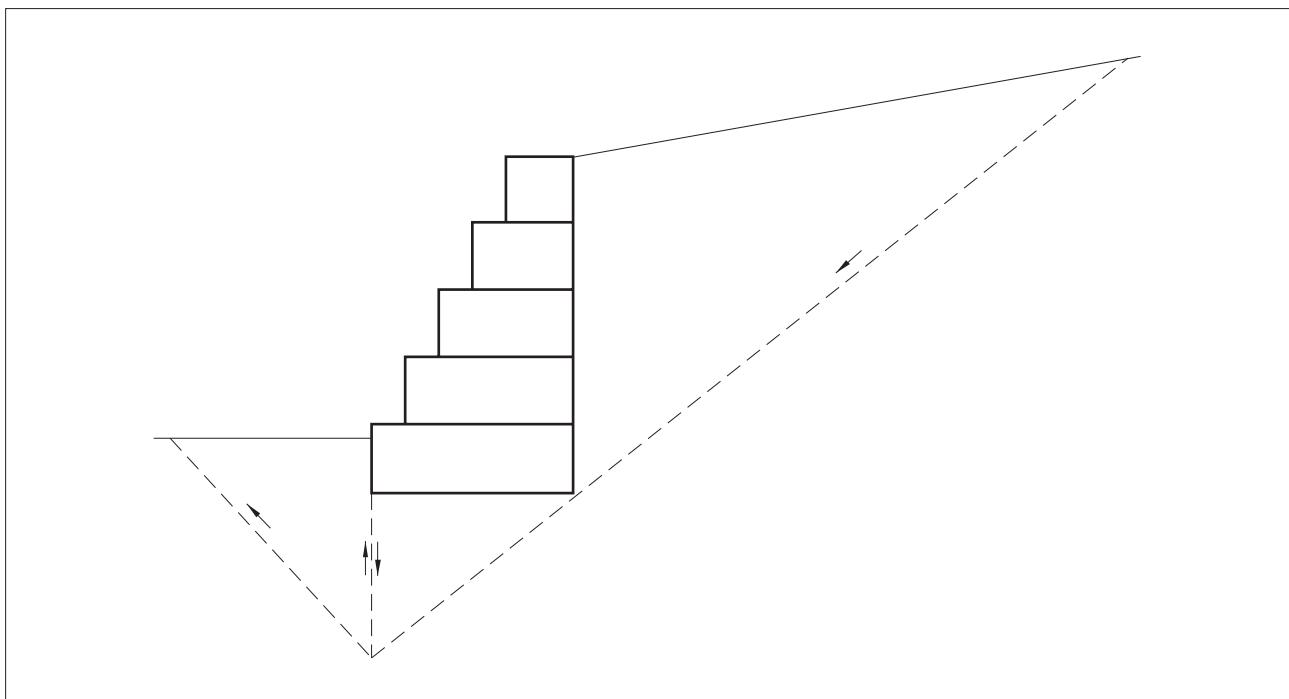


Figura 3.6.8 - Rotura global del macizo (método de cuñas – superficies planas)

Se puede percibir que el análisis arriba descripto es bastante similar a aquel hecho en la verificación contra el deslizamiento de la estructura a lo largo de la base (ítem 3.6.4.). Allí también los planos de rotura forman tres “cuñas” rígidas: la cuña activa, la estructura de contención y la cuña pasiva (figura 3.6.9). La principal diferencia es que el equilibrio de la cuña activa considera la movilización total de la resistencia al corte a lo largo de las superficies \overline{AB} y \overline{AC} . Esto significa que se considera un valor de coeficiente de seguridad unitario para el deslizamiento a lo largo de esas superficies. Así el coeficiente de seguridad al deslizamiento “ F_d ” es en realidad limitado a las superficies de la base del muro y de la cuña pasiva. Como fue movilizada toda la resistencia disponible a lo largo de las superficies de la cuña activa, la resistencia necesaria para el equilibrio del conjunto a lo largo de las superficies, donde “ F_d ”, calculado es menor, lo que resulta es un valor numéricamente superior para este en relación al coeficiente de seguridad contra la rotura global.

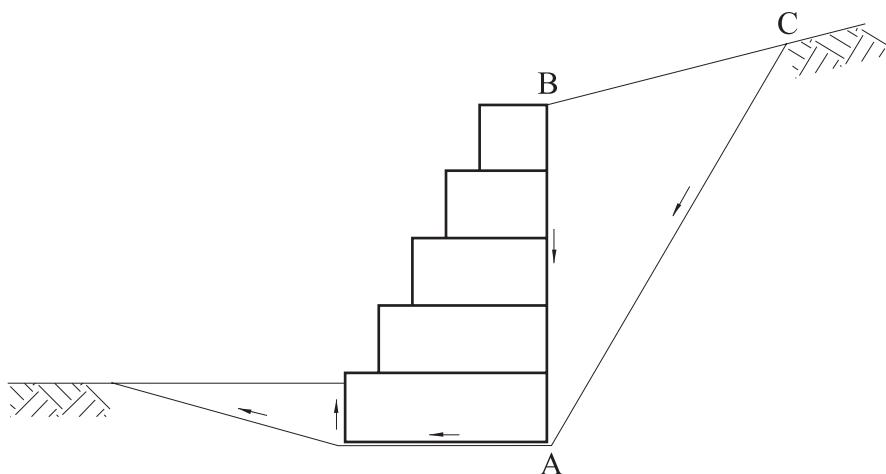


Figura 3.6.9 - Cuñas formadas para el análisis de deslizamiento

Esta superioridad no significa, sin embargo, una mayor seguridad, este es apenas el resultado de la forma de cálculo. Así los valores mínimos exigidos en un análisis contra la rotura global deben ser también menores que los exigidos contra el deslizamiento a lo largo de la base.

En cuanto a los métodos que emplean superficies cilíndricas, sus formas de determinación del coeficiente de seguridad es equivalente al método de las cuñas ya que también consideran la movilización parcial de la resistencia a lo largo de toda la superficie de rotura. Están así, sujetos a la misma observación hecha arriba.

La gran ventaja de los métodos que subdividen el material potencialmente inestable en fajas es la posibilidad de considerar un gran número de diferentes situaciones tales como camadas de suelos diferentes, presiones neutras, nivel freático, sobrecargas, etc. A pesar de esto, la consideración de la superficie de rotura cilíndrica es más realista por aproximarse mejor a las roturas observadas. Por eso son mucho más empleados en el análisis de la estabilidad, tanto en taludes como en muros de contención. Entre esos métodos, el más utilizado es el método de Bishop simplificado, detallado a continuación (figura 3.6.10).

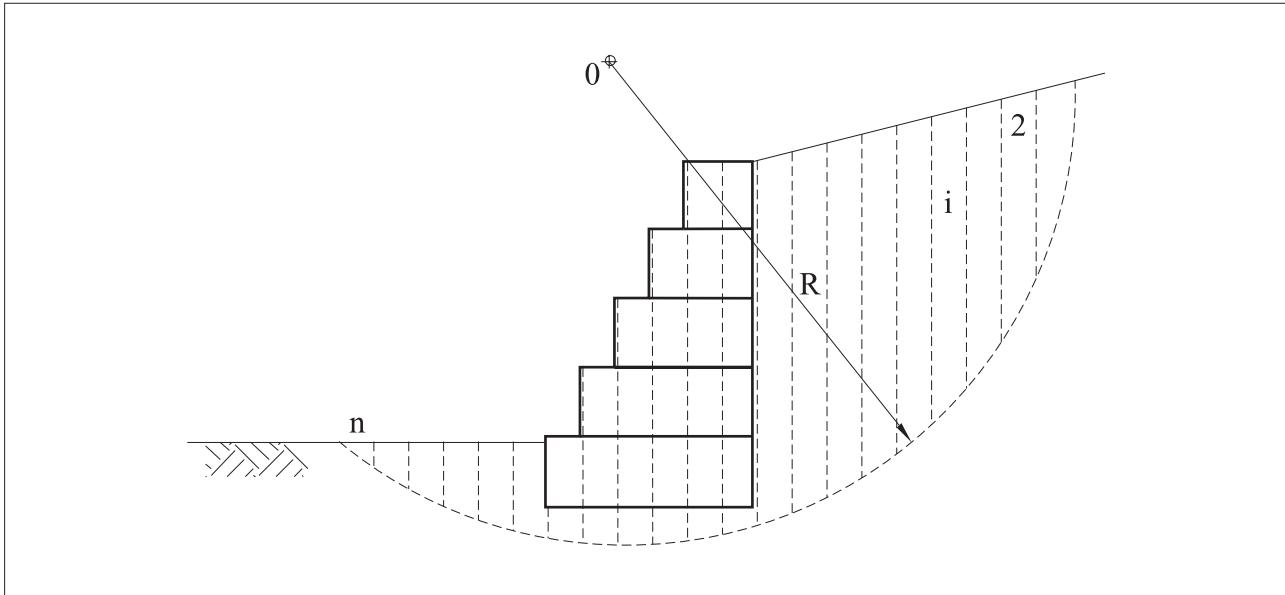


Figura 3.6.10 - Método de Bishop (superficie de rotura cilíndrica)

En primer lugar se admite una superficie de rotura cilíndrica arbitraria y el material delimitado por esta superficie es dividido en fajas (figura 3.6.10). Las fuerzas que actúan sobre una de esas fajas están expuestas en la figura 3.6.11. Son, el peso propio de la faja, las fuerzas normal “N” y tangencial “T” que actúan en la superficie de rotura y las fuerzas horizontales “H₁” y “H₂” y verticales “V₁” y “V₂” que actúan en las caras laterales de la faja.

Haciendo el equilibrio de fuerzas en dirección vertical se obtiene:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \operatorname{sen} \alpha - (V_1 - V_2) \quad (88)$$

La fuerza tangencial “T” está dada por:

$$T = \frac{s \cdot b_0}{F} = \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \quad (89)$$

Donde “F” es el coeficiente de seguridad (empleado para todas las fajas) contra la rotura y “s” es la resistencia al corte de la faja, dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \phi \quad (90)$$

Se puede admitir que " $V_1 - V_2 = 0$ " con una pequeña pérdida de precisión en los resultados. Por lo tanto:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha$$

(91)

Así, la resistencia "s" queda

$$s = c + \left(\frac{P}{b} - \frac{s}{F} \cdot \tan \alpha \right) \cdot \tan \alpha$$

(92)

o

$$s = \frac{c + \frac{P}{b} \cdot \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F}}$$

(93)

Haciendo el equilibrio global de momentos en relación al centro del arco de rotura y recordando que la sumatoria de los momentos de las fuerzas laterales entre las fajas es nula, se obtiene:

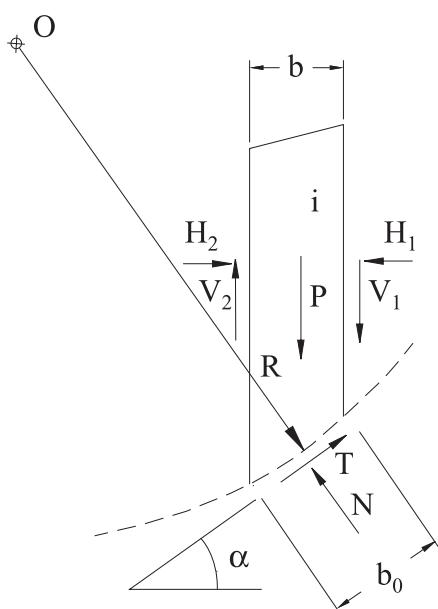


Figura 3.6.11 - Fuerzas que actúan sobre la faja "i"

$$\sum_{i=1}^n (RT_i) = \sum_{i=1}^n (R.T_i \cdot \sin \alpha_i)$$

(94)

o

$$R \cdot \sum_{i=1}^n \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} = R \cdot \sum_{i=1}^n (P \cdot \sin \alpha)$$

(95)

entonces:

$$F = \frac{\sum (s.b / \cos \alpha)}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

(96)

finalmente se obtiene:

$$F = \frac{\sum \frac{(s.b + P \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \tan \phi \cdot \sin \alpha}}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

(97)

Como el coeficiente de seguridad "F" aparece en los dos lados de la expresión, su determinación es iterativa.

Se deben probar varias superficies de rotura hasta encontrar la más crítica (menor valor de "F"). Para poder identificar una superficie de rotura son necesarios tres parámetros (posición horizontal y vertical del centro "O", más allá del valor del radio "R"); esta prueba es bastante complicada y existen varios algoritmos de prueba que pueden ser utilizados. Uno de los más eficientes utiliza una versión modificada del método Simplex que es normalmente utilizado en la prueba operacional [21].

El programa GawacWin® hace este tipo de análisis por el método de Bishop y emplea el algoritmo Simplex para determinar la superficie de rotura más crítica.

3.6.8 Verificación de la estabilidad contra la rotura interna

Más allá de las verificaciones anteriores también debe ser verificada la posibilidad de rotura interna de la estructura de contención. Esta puede surgir por sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y sobrecargas aplicadas directamente sobre ella. Por lo tanto esta verificación es hecha de forma específica para cada tipo de estructura de contención.

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques de gaviones superiores sobre los inferiores. De esa forma este análisis es similar a aquel ejecutado en el ítem 3.6.4. Para cada nivel de bloques de gaviones se ejecuta el análisis de deslizamiento considerando para el cálculo del empuje a la altura total de la estructura a partir de la parte superior hasta aquel nivel y considerando la fricción entre los bloques como la resistencia a lo largo de la base [22]. Esta resistencia es dada por el ángulo de fricción “ ϕ^* ” y por la cohesión “ c_g ” entre los gaviones. Estos valores son dados por:

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

(98)

y

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

(99)

Donde “ γ_g ” es el peso específico de los gaviones en “tf/m³” y “ p_u ” es el peso de la red metálica en “kgf/m³”.

Es necesario también la verificación en cuanto a la tensión normal máxima entre los bloques. Este análisis, a su vez es similar a aquel desarrollado en el ítem 3.6.6. Para el cálculo de “ $\sigma_{máx}$ ” se admite que la fuerza normal “N” se distribuya uniformemente en torno de su punto de aplicación hasta una distancia “d” para cada lado de este punto (“d” es la distancia entre el punto de aplicación de “N” y el borde de la camada de gaviones). Por lo tanto:

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

(100)

La tensión normal máxima admisible entre los gaviones es:

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,30 \cdot \gamma_g - 30 \quad [\text{tf/m}^2]$$

(101)

3.7 Esquema de cálculo

3.7.1 Determinación del empuje activo

3.7.1.1 Determinación de la superficie de aplicación del empuje activo

Para determinar la superficie de aplicación del empuje activo hay dos casos a considerar. En el primero de estos casos, la geometría de los gaviones es tal que la cara en contacto con el macizo contenido es plana como se ve en la figura 3.7.1 (a). En este caso, el plano de aplicación del empuje activo es claramente definido por esta cara.

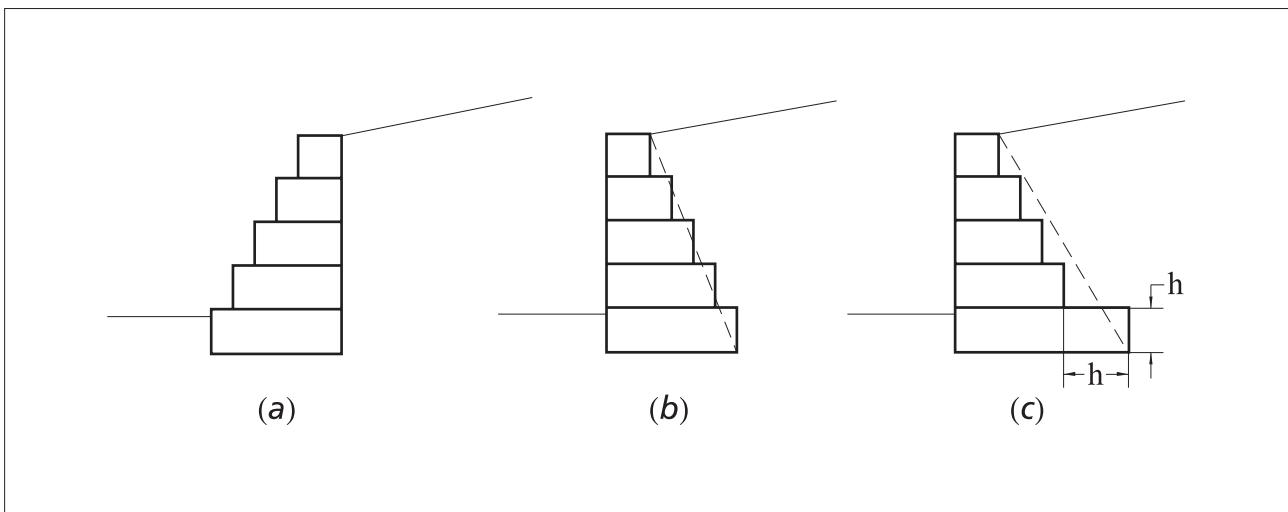


Figura 3.7.1 - Plano de aplicación del empuje activo

En el otro caso, demostrado en la figura 3.7.1 (b), los gaviones están dispuestos de manera tal que forman escalones en la cara en contacto con el macizo. En este caso es necesario establecer un plano de aplicación del empuje ficticio como lo demostrado en la figura. En el caso que la camada inferior de gaviones de la base se extiende hacia adentro del macizo, como lo desarrollado en la figura 3.7.1 (c), se debe adoptar como extremidad inferior de la superficie de aplicación del empuje, un punto situado en la cara inferior de la base de gaviones distante de "h" de la proyección de la camada de gaviones inmediatamente arriba. La porción de la base situada mas allá de este punto será considerada como una anclaje del muro en el macizo.

3.7.1.2 Elección de los parámetros del suelo

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

El peso específico puede ser determinado a partir de ensayos “in situ”, tales como el embudo de arena. Se puede también estimar el valor del peso específico del material a partir de valores como los de la tabla 3.7.1.

Tipo de suelo	Peso específico [tf/m ³]
Arena angular, suelta	1,7
Arena angular, compacta	2,0
Arena limosa, suelta	1,8
Arena limosa, compacta	1,9
Limo	1,7 - 1,9
Limo arcilloso	1,6 - 1,8
Arcilla inorgánica	1,5 - 1,7
Arcilla orgánica	1,3 - 1,6

Tabla 3.7.1 - Valores típicos del peso específico de suelos

El valor del ángulo de fricción interno del suelo debe ser determinado a partir de ensayos de resistencia al corte tales como el corte directo o a la compresión triaxial. Preferentemente el análisis debe ser hecho en base a las tensiones normales efectivas que actúan en el macizo. Por lo tanto deben ser efectuados ensayos que permitan determinar la envolvente de la resistencia efectiva del suelo.

Existen también valores tabulados para el ángulo de fricción interno de varios tipos de suelo, como los mostrados en la tabla 3.7.2. Esta tabla puede suministrar una estimativa inicial del valor del ángulo de fricción interno del suelo.

Tipo de suelo	Ángulo de fricción [grados]
Arena angular, suelta	32 - 36
Arena angular, compacta	35 - 45
Arena sub-angular, suelta	30 - 34
Arena sub-angular, compacta	34 - 40
Arena redondeada, suelta	28 - 32
Arena redondeada, compacta	32 - 38
Arena limosa, suelta	25 - 35
Arena limosa, compacta	30 - 36
limo	25 - 35

Tabla 3.7.2 - Valores típicos del ángulo de fricción interno de suelos no cohesivos

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

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

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

3.7.1.3 Cálculo por la Teoría de Coulomb

El empuje activo que actúa sobre la estructura puede ser determinado directamente por las expresiones de la Teoría de Coulomb detalladas en el punto 3.4.3, cuando:

- El suelo es homogéneo;
- La superficie superior del macizo contenido es plana;
- El suelo es no cohesivo;

- El nivel freático está debajo de la base del muro;
- No hay sobrecargas irregulares sobre el macizo.

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

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

(102)

donde:

$$K_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \phi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi - i)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + i)}} \right]^2}$$

(103)

y "H", "α" y "i" están expuestos en la figura 3.7.2.

El valor de "K_a" puede también ser obtenido directamente de ábacos [3], [22].

En caso que exista una sobrecarga uniforme "q" distribuida sobre el macizo, el valor del empuje activo será:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + i)}$$

(104)

El punto de aplicación del empuje activo es dado por:

$$K_{E_a} = \frac{\gamma \cdot H^2 + 3 \cdot q \cdot H}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q}$$

(105)

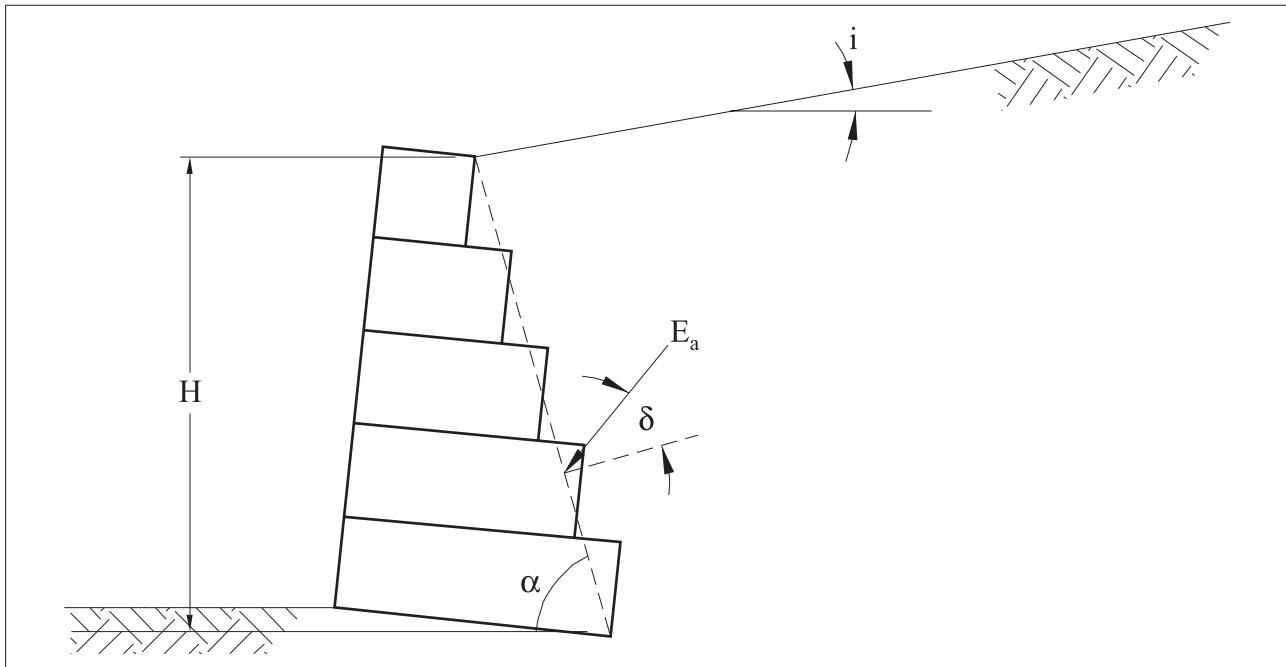


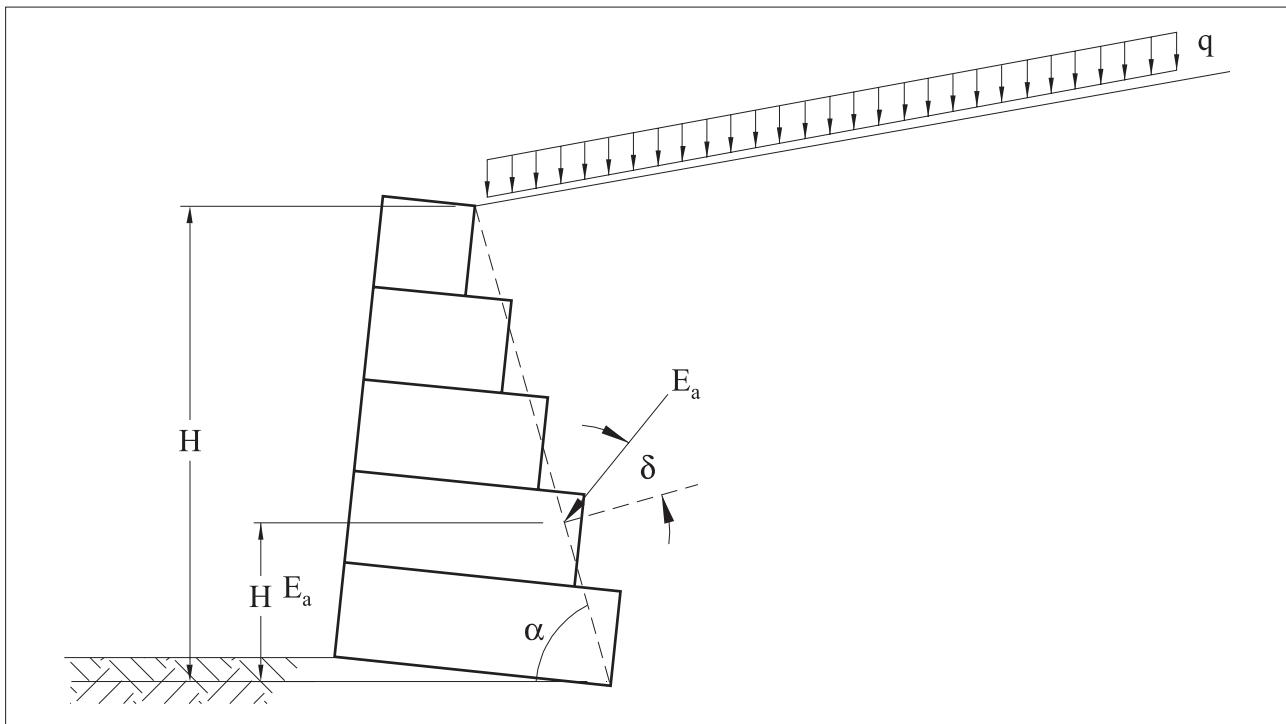
Figura 3.7.2 - Empuje activo para la Teoría de Coulomb

donde:

$$q = q \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} (\alpha + i)}$$

(106)

y “ H_{E_a} “ está expuesto en la figura 3.7.3.

Figura 3.7.3 - Punto de aplicación de “ E_a ”

En caso que deba ser considerado el efecto sísmico a través de un coeficiente de aceleración horizontal “ C_h ”, este efecto sísmico puede ser determinado corrigiendo los valores de los ángulos “ α ” y “ i ” de la figura 3.7.2.

$$i' = i + \theta$$

(107)

y

$$\alpha' = \alpha + \theta$$

(108)

donde:

$$\theta = \arctan C_h$$

(109)

El empuje “ E'_a ” así calculado todavía debe ser multiplicado por “ A ” dado por:

$$A = \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \theta}$$

(110)

El efecto sísmico “ E'_{ad} ” será dado entonces por:

$$E_{ad} = A \cdot E'_a - E_{ae}$$

(111)

Donde “ E'_{ae} ” es el empuje activo estático. La diferencia “ E'_{ad} ” está aplicada a $\frac{2H}{3}$ de la base del muro.

3.7.1.4 Cálculo por el método de equilibrio límite

Superficie del macizo irregular: cuando la superficie externa del macizo contenido no es plana, como el visto en la figura 3.7.4, es necesario emplear el método de equilibrio límite en la determinación del empuje activo.

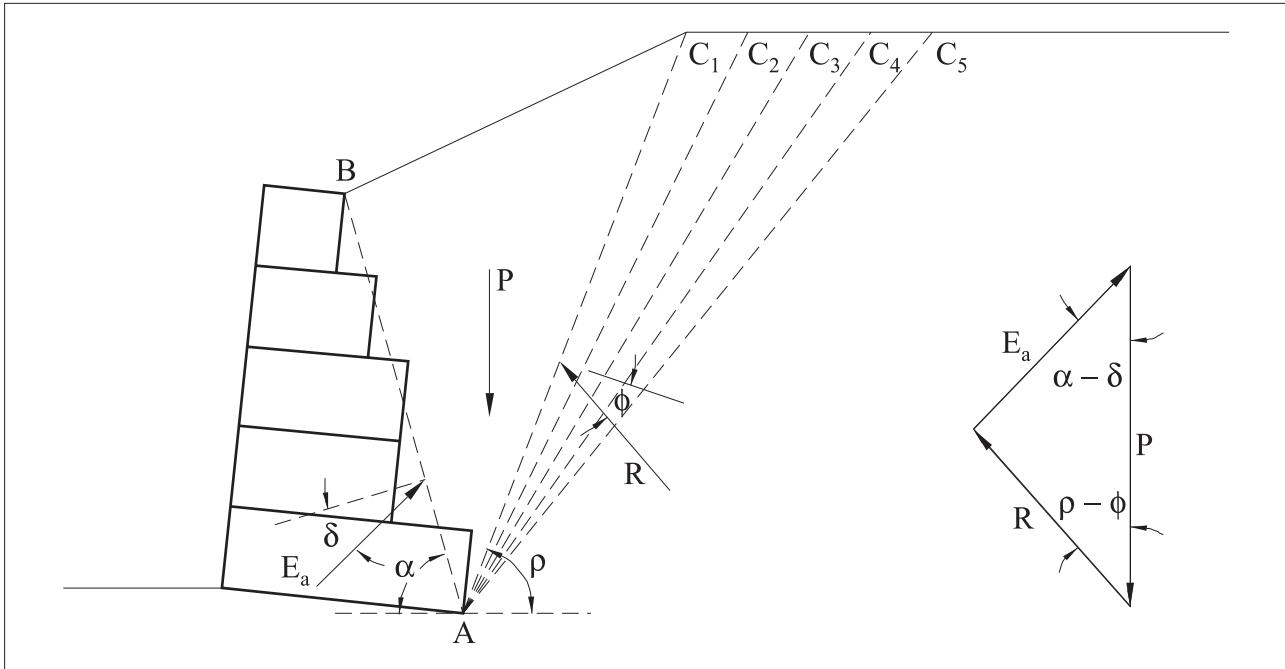


Figura 3.7.4 - Superficie del macizo irregular

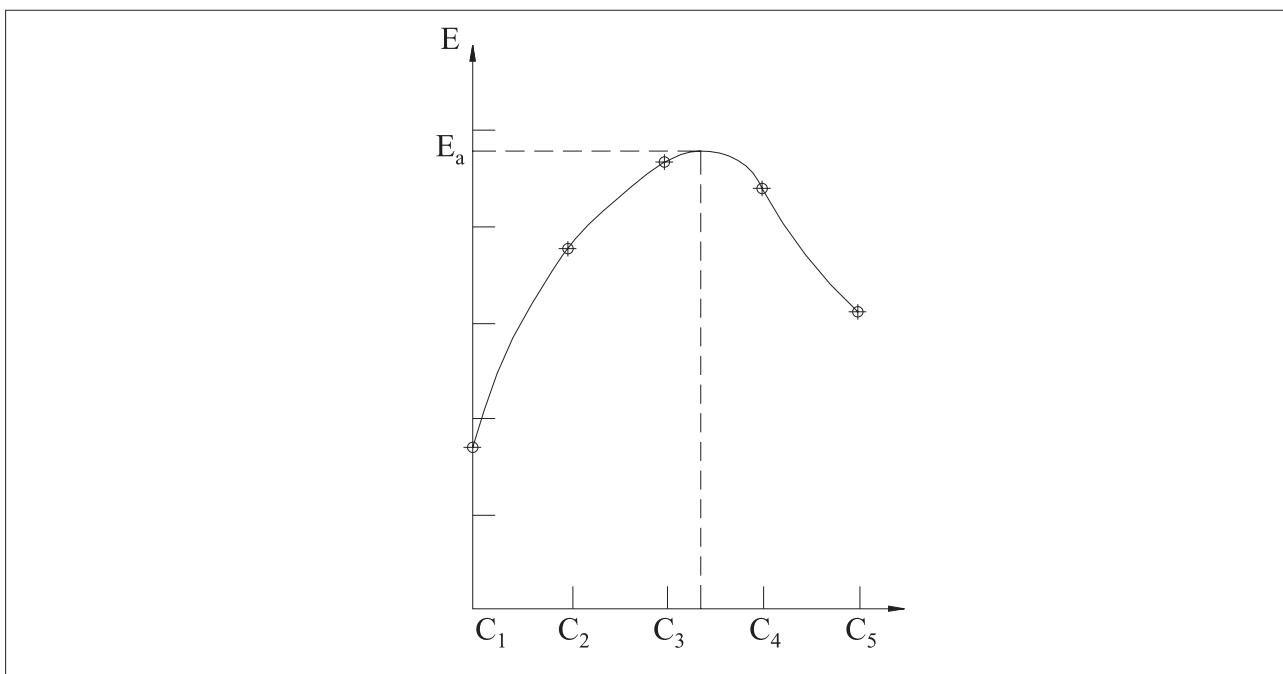
Inicialmente se trazan algunas superficies de rotura hipotéticas planas a partir del punto “A”. Cada una de esas superficies definirá una cuña de rotura. Para cada una de esas cuñas se determina el peso “ $P = \gamma.a$ ”, donde “a” es el área de la cuña. Se debe determinar también para cada cuña la inclinación “ ρ ” de la superficie de rotura.

El valor del empuje activo “ E_a ” es determinado entonces para cada una de las cuñas a través del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre ella:

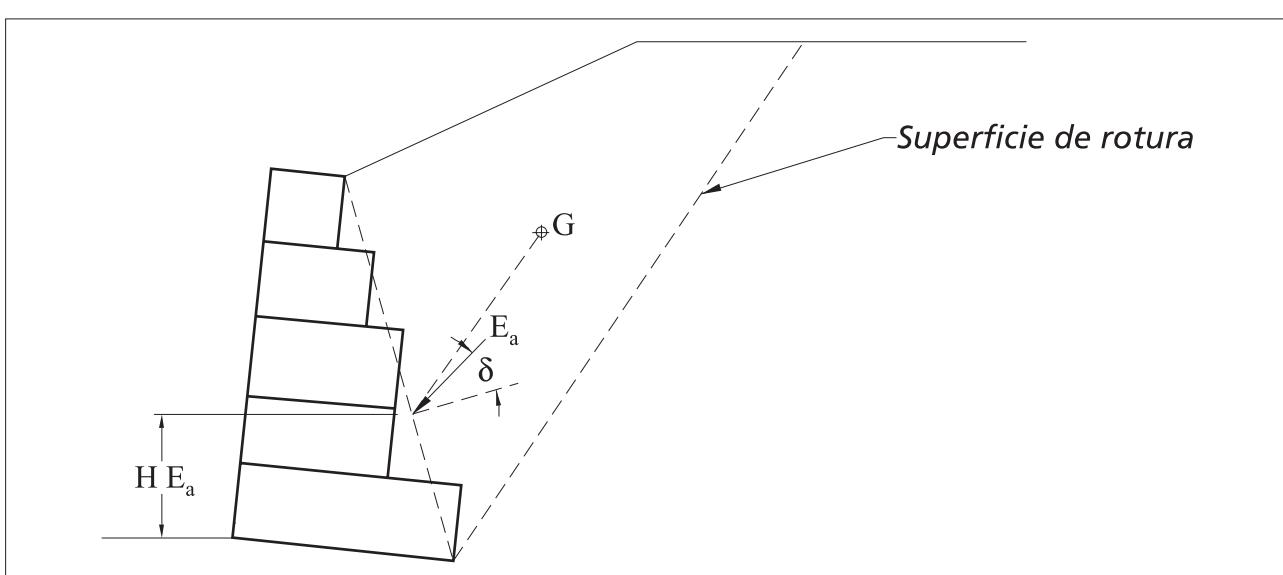
$$E_a = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(112)

Con estos valores de “ E_a ” es construido un gráfico como el de la figura 3.7.5, interpolando una curva que une los puntos obtenidos.



El punto máximo de la curva de variación de “ E_a ” determina el valor del empuje activo que actúa sobre la estructura y la posición de la superficie de rotura crítica.



Para la definición del punto de aplicación del empuje activo, se determina el centro de gravedad “G” de la cuña formada por la superficie de rotura crítica y se traza una paralela a ella por el punto “G” como en la figura 3.7.6. El punto de aplicación de “ E_a ” estará en el cruce de esta paralela con la superficie de aplicación del empuje.

Sobrecargas distribuidas: Si más allá de la superficie irregular existieran sobrecargas distribuidas sobre el macizo contenido, el método de equilibrio límite es empleado de la misma forma que en el punto anterior, adicionando el peso propio de cada una de las cuñas analizadas, el valor total de la carga aplicada sobre ella.

Por lo tanto, como fue visto en la figura 3.7.7, la carga “Q“ adicionalada al peso “P“ de la cuña fue dividida en dos “ Q_1 “ y “ Q_2 “, cada una de ellas resultante de la multiplicación de la carga distribuida por el área de distribución respectiva.

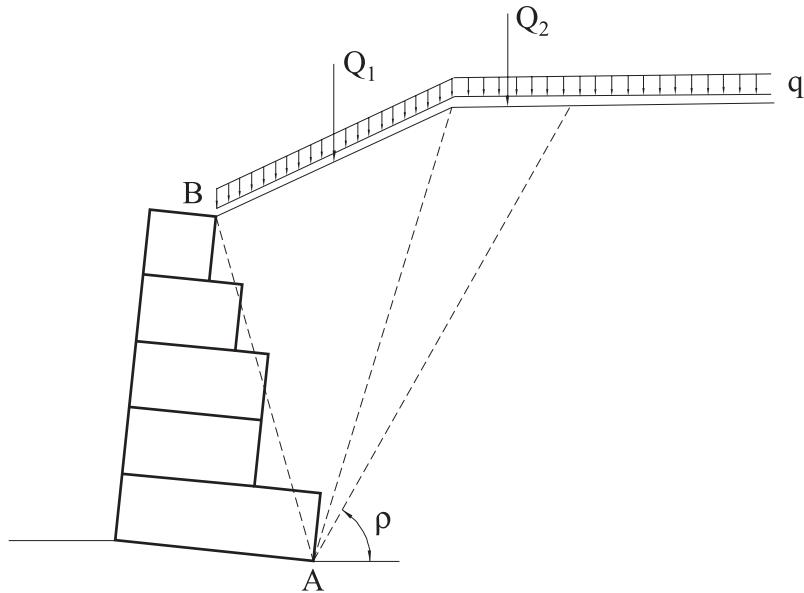


Figura 3.7.7 - Carga distribuida sobre el macizo

El empuje activo “ E_a “ para cada una de las cuñas es determinado por:

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(113)

Para la determinación del punto de aplicación del empuje activo obtenido, son separados los efectos del peso propio del suelo del efecto de la carga:

$$E_{as} = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(114)

y

$$E_{aq} = Q \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(115)

calculados para “ $\rho = \rho_{crit}$ “.

El punto de aplicación del efecto del peso propio del suelo “ E_{as} ” es determinado como en el ítem anterior, mientras que el efecto de la carga distribuida “ E_{aq} ” es determinado de manera análoga, a través de una paralela a la superficie de rotura a partir del centro de gravedad del punto de aplicación de la carga “Q” resultante, así como indicado en la figura 3.7.8.

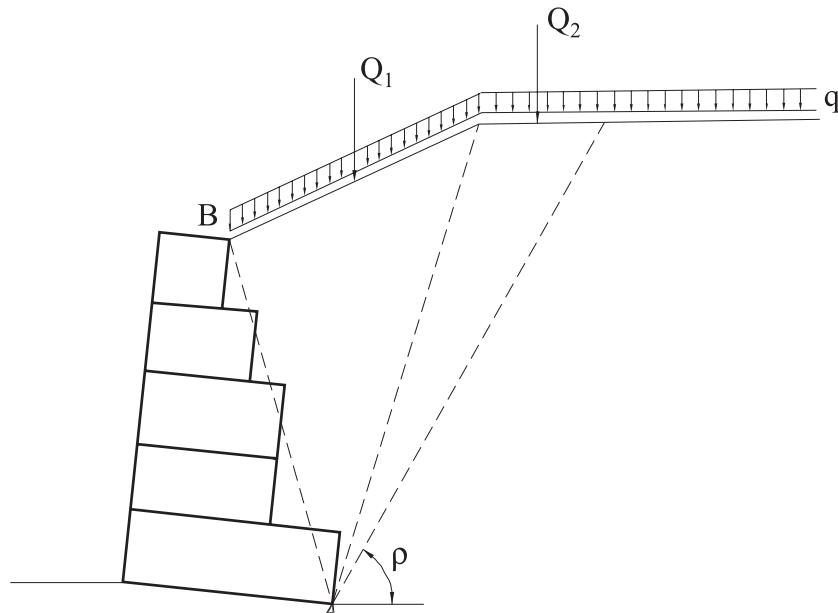


Figura 3.7.8 - Punto de aplicación de “ E_{as} ” y de “ E_{aq} ”

Línea de carga sobre el terrapleno: otra solución que puede ocurrir es la aplicación de una línea de carga “Q” paralela a la estructura de contención sobre el macizo, como 3.7.9.

En este caso, para las cuñas definidas por superficies de rotura que terminen en un punto de aplicación de “Q”, la carga no debe ser considerada en el equilibrio de las fuerzas.

$$E_{as} = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(116)

Mientras que se debe adicionar el valor de la línea de carga “Q” al valor del peso “P” de las cuñas definidas por superficies de rotura que tengan su extremidad superior en un punto más allá del punto de aplicación de “Q”:

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(117)

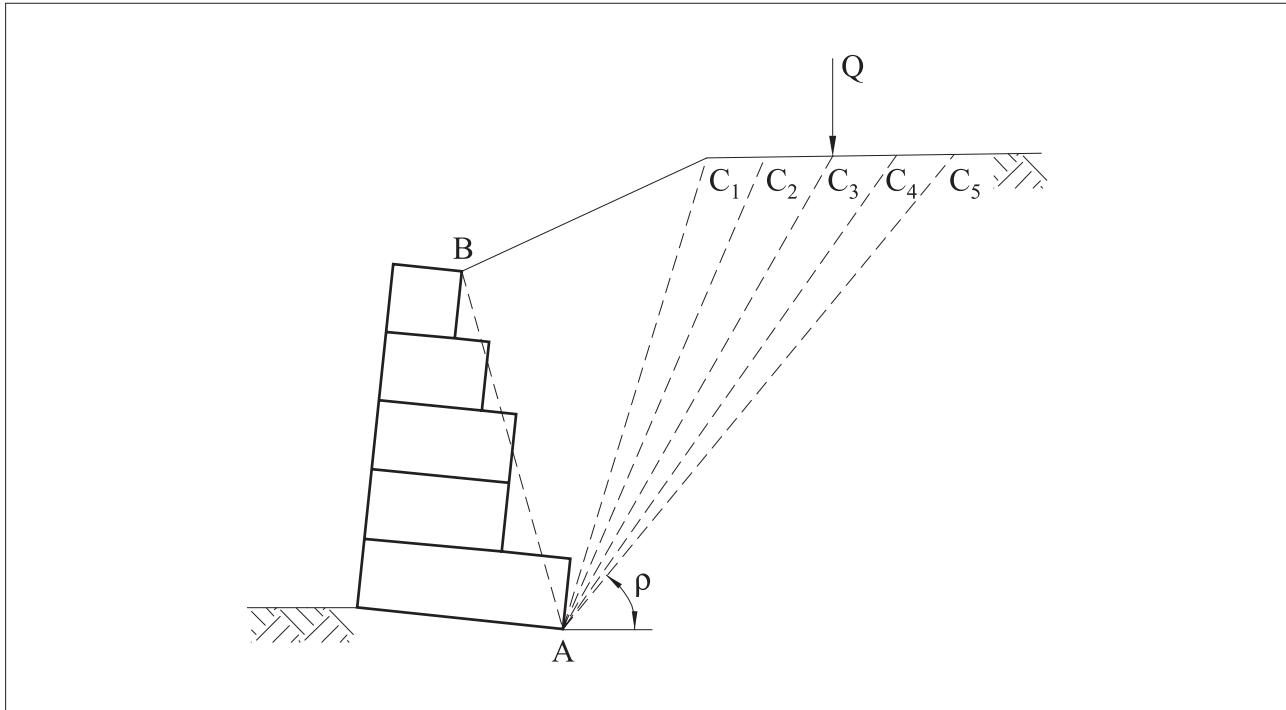


Figura 3.7.9 – Línea de carga sobre el terrapleno

La curva de variación “ E_a ” con la posición de la superficie de rotura tendrá entonces una discontinuidad en el punto de aplicación de “ Q ”, como mostrado en la figura 3.7.10.

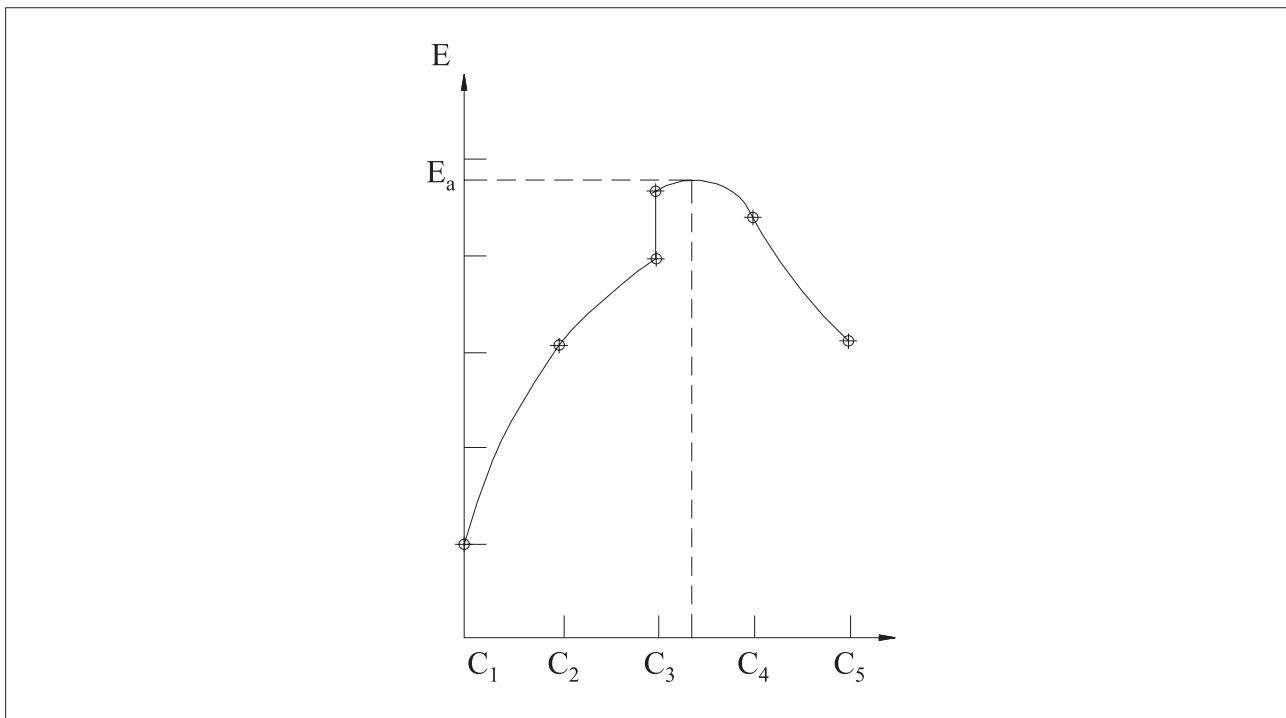


Figura 3.7.10 – Variación de “ E_a ” con la posición de la superficie de rotura

Si el valor máximo de la curva de verificación de “ E_a ” tiene lugar un punto antes del punto de discontinuidad, la línea de carga no tendrá ninguna influencia en el empuje activo, en el caso contrario, los efectos del peso propio del suelo “ E_{as} ” y de la línea de carga “ E_{aQ} ” deben ser calculados en forma separada a través del equilibrio de la cuña crítica.

$$E_{as} = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(118)

y

$$E_{aQ} = Q \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(119)

calculados para “ $\rho = \rho_{crit}$ ”.

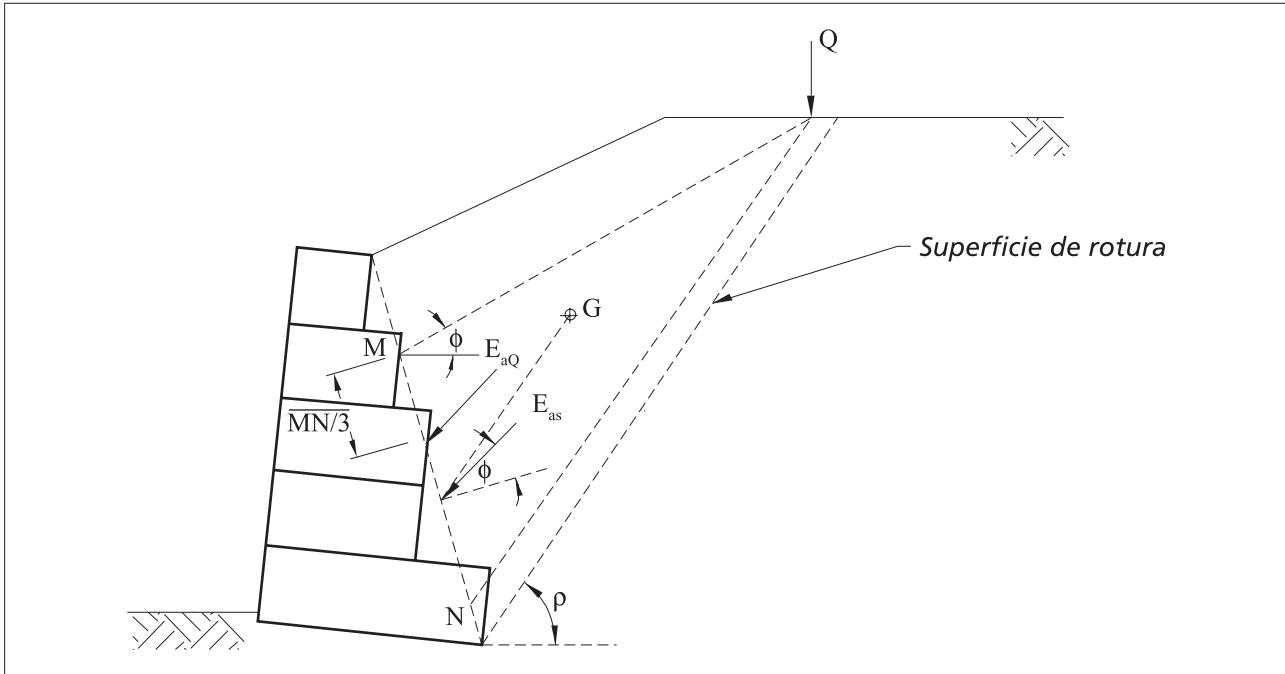
El punto de aplicación de “ E_a ” se determinado trazando una paralela a la superficie de rotura por el centro de gravedad “G” de la cuña crítica.

Para la determinación del punto de aplicación de “ E_{aQ} ” trace, a partir del punto de aplicación de “Q” una paralela a la superficie de rotura y una línea que forme un ángulo “ ϕ ” con la horizontal. La intersección de esas líneas con la superficie de aplicación del empuje activo definen los puntos “N” y “M” respectivamente como se ve en la figura 3.7.11. El punto de aplicación de “ E_{aQ} ” está situado a una distancia del punto “M”.

Terraplén cohesivo: Cuando fuera considerada alguna cohesión de suelo suelto, es necesario considerar la existencia de grietas de tracción ocupadas por agua en el macizo. La profundidad “ z_0 ” de dichas grietas está dada por:

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

(120)

Figura 3.7.11 - Puntos de aplicación de "E_{as}" y de "E_{aQ}"

En caso que hubiera una sobrecarga uniforme "q" distribuida sobre el macizo, la profundidad "z₀" debe ser disminuida a:

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

(121)

La fuerza ejercida por el agua "F_w" contra las paredes de las grietas de tracción es:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot z_0^2$$

(122)

y la fuerza "C" debido a la cohesión de suelo se obtiene multiplicando el coeficiente "c" multiplicado por el área de superficie de rotura, de acuerdo con la figura 3.7.12.

El equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo posibilita la determinación de "E_a" para cada cuña analizada:

$$E_a = \frac{P \cdot \operatorname{sen}(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos(\rho - \phi) - C \cdot \cos \phi}{\operatorname{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(123)

Una vez determinado el valor de “ E_a ” máximo y superficie de rotura crítica, el punto de aplicación del efecto de suelo en el empuje estará situado a una altura “ $H/3$ ” de la base del muro. El punto de aplicación de los efectos de eventuales sobrecargas es determinado como en los puntos anteriores.

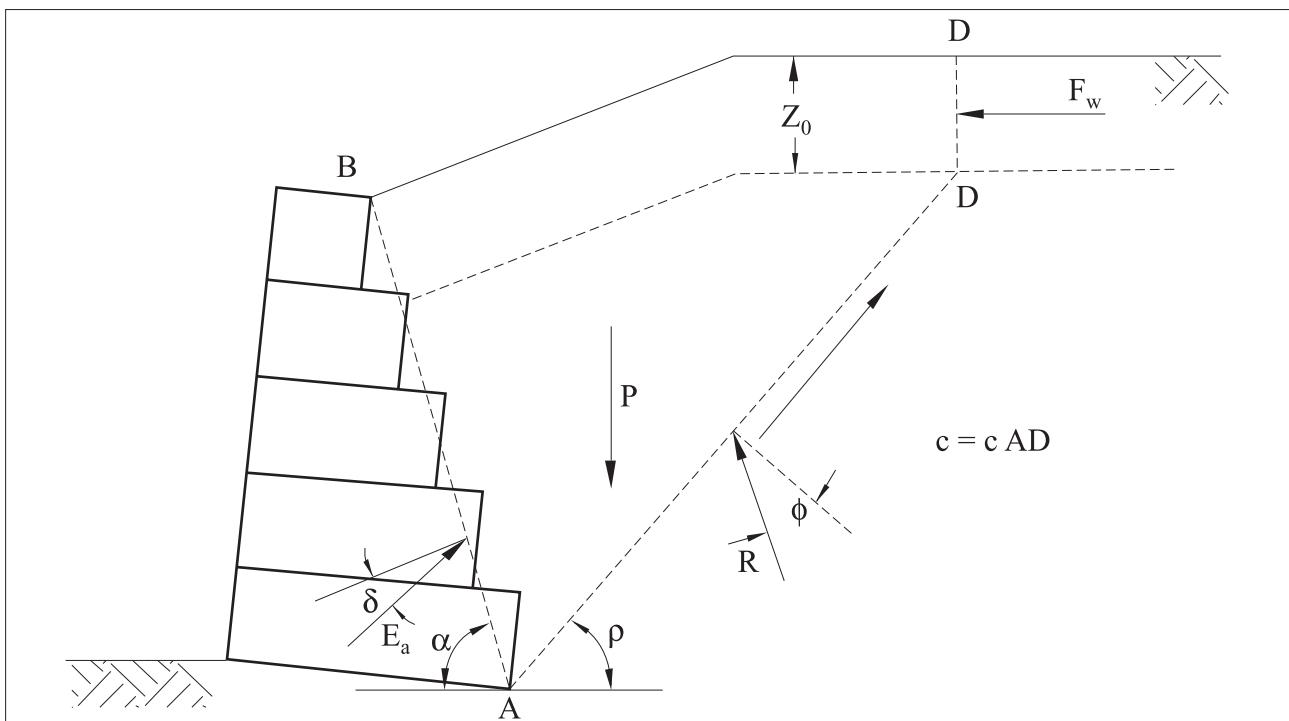


Figura 3.7.12 - Macizo con suelo cohesivo

Macizo parcialmente sumergido: Si el macizo contenido estuviera parcialmente sumergido, pero no hubiera escurrimiento de agua a través del, basta considerar para el cálculo del peso de cada una de las cuñas de rotura el peso específico sumergido “ γ' ” del suelo situado abajo del nivel de agua.

De esta manera cada una de las cuñas analizadas es dividida en dos partes. Una de ellas situada encima del nivel de agua y la otra situada debajo. El peso de la parte superior es determinado utilizando el peso específico natural “ γ ” del suelo y el peso de la parte inferior se determina el peso específico sumergido “ γ' ”. En el caso que no se conociera el valor de “ γ' ”, este puede ser estimado mediante:

$$\gamma' = \gamma - (1 - n) \cdot \gamma_w$$

(124)

Donde “ n ” es la porosidad de suelo y “ γ_w ” es el peso específico de agua. Se puede adoptar “ $n = 0,2$ o $0,3$ ”.

Para determinar el punto de aplicación del empuje activo es necesario especificar la posición del centro de gravedad “G” de la cuña crítica, teniendo en cuenta la diferencia que existe entre los pesos específicos por encima y por debajo del nivel freático.

Macizo con percolación de agua: Cuando el macizo contenido estuviera sujeto a percolación de agua es necesario tener en cuenta el efecto de las fuerzas de percolación en el empuje activo. Para esto es necesario el trazado de la red de flujo a través del macizo, como se muestra en la figura 3.7.13.

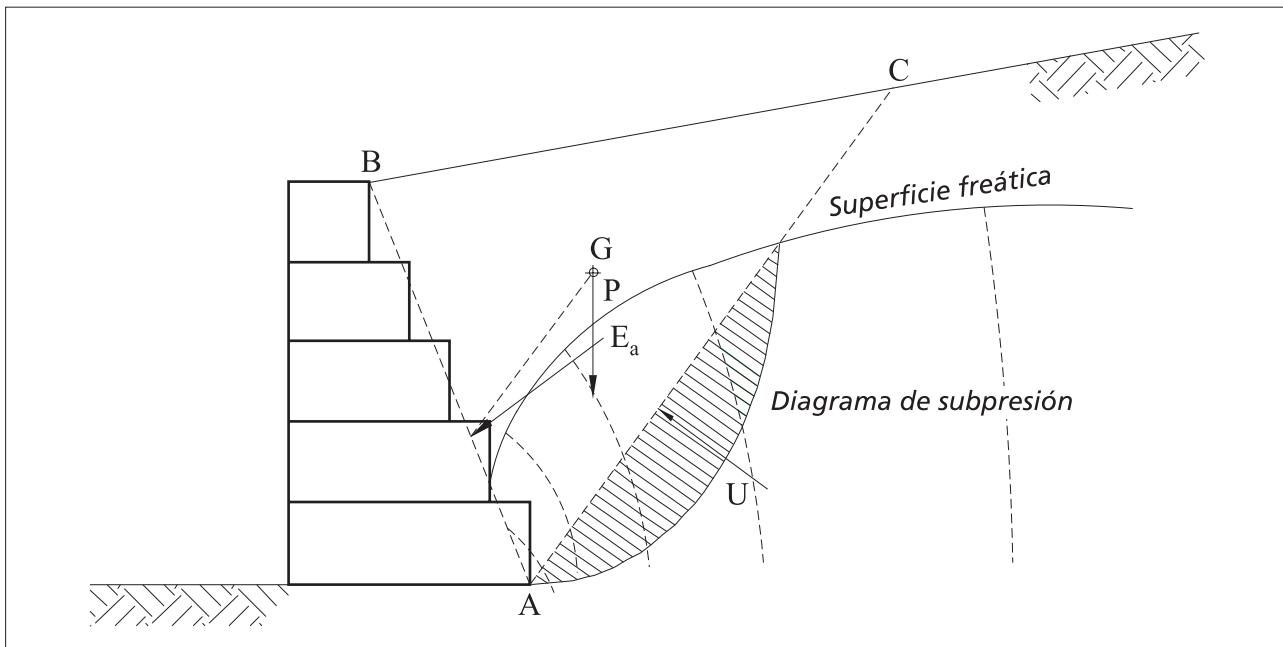


Figura 3.7.13- Macizo con percolación de agua

Para cada una de las superficies de rotura analizadas se debe trazar el diagrama de subpresiones que actúen y entonces se determina la fuerza “U” debida a la presión de agua a lo largo de la superficie de rotura. El valor de “U” está dado por el área del diagrama de subpresión multiplicado por “ γ_w ”.

En el cálculo del peso “P” de cada cuña se debe utilizar el peso específico saturado “ γ_{sat} ” del suelo para la parte de la cuña que se encuentre debajo de la superficie freática. En el caso que no se disponga del valor de “ γ_{sat} ”, este puede ser estimado por:

$$\gamma_{sat} = \gamma + n \cdot \gamma_w$$

(125)

Donde “n” es la porosidad de suelo. El valor de “n” puede ser adoptado en “n = 0,2”.

Existe una alternativa simplificada para la determinación de "P" y de "U". Se adopta un valor específico medio para el suelo y se calcula el valor de "P" como si el suelo fuera homogéneo. Entonces se adopta el valor de la fuerza "U" como proporcional al valor de "P":

$$U = r_u \cdot P$$

(126)

El valor de " r_u " depende de la altura de la superficie freática en el macizo y se sitúa normalmente entre 0,2 y 0,5.

El valor del empuje " E_a " para cada una de las superficies de rotura analizadas está dado por el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña y resulta en:

$$E_a = \frac{P \cdot \operatorname{sen}(\rho - \phi) + U \cdot \operatorname{sen} \phi}{\operatorname{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(127)

El punto de aplicación del empuje activo " E_a " máximo es determinado por una paralela a la superficie de rotura crítica pasando por el centro de gravedad de la cuña de suelo formada por ella, como en los puntos anteriores.

Efecto sísmico: El efecto sísmico se determina mediante el método del equilibrio límite considerando en el equilibrio de fuerzas de cada una de las cuñas de rotura dos fuerzas adicionales: una fuerza horizontal " $H = C_h \cdot P$ " y otra vertical " $V = C_v \cdot P$ "; donde " C_h " y " C_v " son los coeficientes de aceleración horizontal y vertical respectivamente.

Los valores de " C_h " y de " C_v " son dados en función del riesgo sísmico del local adonde el muro está construido y son especificados por normas que varían de acuerdo con el país. En la mayoría de los casos, el valor del coeficiente vertical " C_v " es considerado nulo, por tender a disminuir el efecto sísmico.

El equilibrio de fuerzas de cada una de las cuñas determina un valor de " E_a :

$$E_a = P \cdot \frac{(1 - C_v) \cdot \operatorname{sen}(\rho - \phi) + C_h \cdot \operatorname{sen}(\rho - \phi)}{\operatorname{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(128)

Después de la determinación de “ E_a ” máximo y la posición de la superficie de rotura crítica, dada por ” ρ_{crit} ”, el efecto estático “ E_{as} ” puede ser separado del empuje total:

$$E_{as} = P \cdot \frac{(1 - C_v) \cdot \sin(\rho_{crit} - \phi)}{\sin(\alpha + \rho_{crit} - \phi - \delta)}$$

(129)

El efecto sísmico “ E_{ad} ” es determinado entonces por:

$$E_{ad} = E_a - E_{as}$$

(130)

El punto de aplicación de “ E_{as} ” se determina como en los puntos anteriores, en cuanto al punto de aplicación de “ E_{ad} ” está situado a “ $2H/3$ ” de la base del muro.

3.7.2 Determinación del empuje pasivo

3.7.2.1 Suelo no cohesivo

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

Para suelos no cohesivos este empuje está dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \cdot \cos i$$

(131)

donde:

$$K_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

(132)

e “ i ” es la inclinación de la superficie de suelo al frente del muro, como se muestra en la figura 3.7.14.

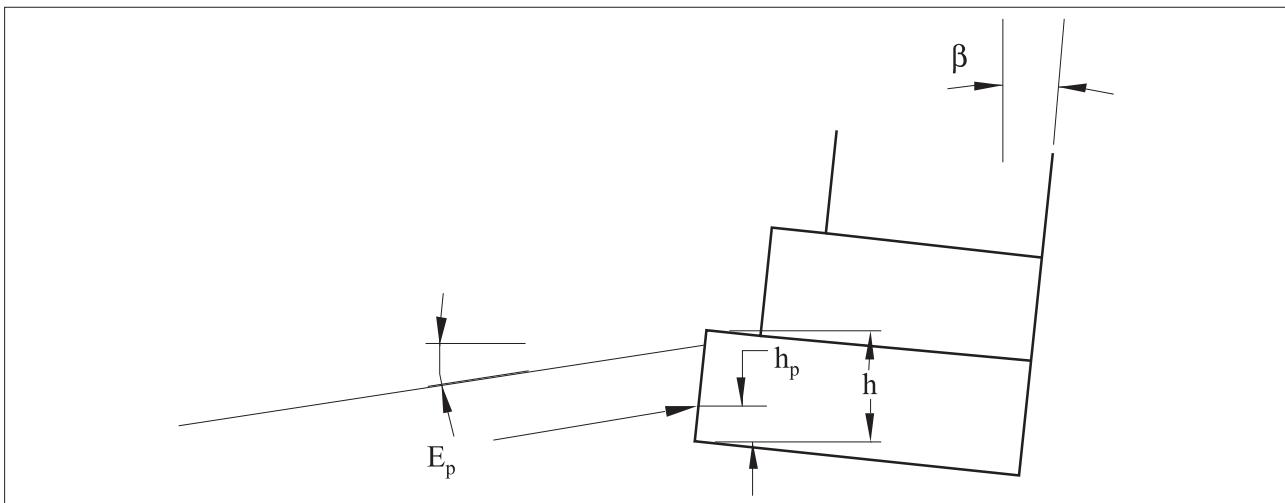


Figura 3.7.14 - Determinación del empuje pasivo

El punto de aplicación de “ E_p ” está situado a una altura “ $h/3$ ” de la base del muro y su dirección es paralela a la superficie del suelo frente al muro.

En el caso que la superficie de suelo frente al muro fuera horizontal “ $i = 0$ ”, el valor de “ E_p ” sería:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

(133)

y

$$K_p = \tan_2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

(134)

Si el muro de contención estuviera parcialmente sumergido y el suelo frente al muro estuviera debajo del nivel de agua, se utiliza el valor de peso específico sumergido “ γ' ” en el cálculo de “ E_p ”.

3.7.2.2 Suelo Cohesivo

Cuando el suelo frente al muro es cohesivo e “ $i = 0$ ”, el empuje pasivo se determina de la siguiente forma:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_p}$$

(135)



El valor de “ K_p ” es calculado como en los puntos anteriores.

El punto de aplicación de “ E_p ” en este caso esta dado por:

$$h_p = \frac{\gamma \cdot h^3 \cdot K_p / 6 + c \cdot h^2 \cdot \sqrt{K_p}}{E_p} \quad (136)$$



a partir de la base del muro.

En el caso de “ $i > 0$ ”, se debe primeramente determinar el valor de la presión pasiva disponible “ p_o ” en la superficie de suelo frente al muro y la presión pasiva “ p_h ” a la profundidad “ h ”.

La presión “ p_o ” está dada por:

$$p_o = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi \cdot \cos i}{1 - \sin \phi} \quad (137)$$



y la presión “ p_h ” se obtiene a partir de:

$$p_h = \frac{o + \sqrt{o^2 - (1 + \tan^2 i) \cdot (o^2 - r^2)}}{(1 + \tan^2 i) \cdot \cos i} \quad (138)$$

donde:

$$o = \frac{\sigma + c \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi + \sqrt{(\sigma + c \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi)^2 - \cos^2 \phi \cdot (\tau^2 + \sigma^2 - \cos^2 \phi)}}{\cos^2 \phi} \quad (139)$$



$$r = o \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi \quad (140)$$

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 i \quad (141)$$

y

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i$$

(142)

El empuje pasivo “E_p” resulta:

$$E_p = \frac{p_o + p_h}{2} \cdot h$$

(143)

y su punto de aplicación está situado a una distancia

$$h_p = \frac{p_o \cdot h^2 / 2 + (p_h + p_o) \cdot h^2 / 6}{E_p}$$

(144)

de la base del muro.

3.7.3 Determinación del peso del muro

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

El peso “P” del muro de gaviones se obtiene multiplicando el área “S” mostrada en la figura 3.7.15 por el peso específico “γ_g” de la piedra de relleno de los gaviones. El valor de “γ_g” es obtenido a partir del peso específico del material que compone las piedras “γ_p” y de la porosidad “n” de los gaviones:

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

(145)

y el peso está dado, entonces, por:

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

(146)

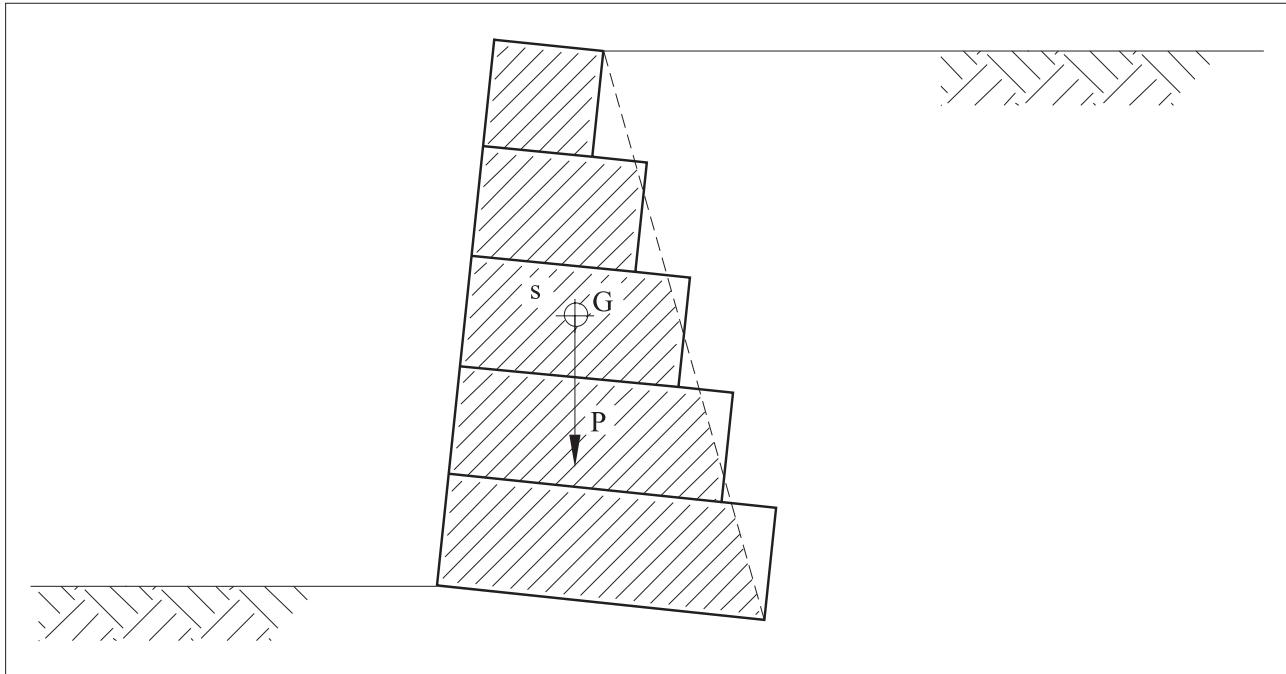


Figura 3.7.15 - Determinación del peso del muro

Valores de “ γ_p ” para algunos tipos de piedras pueden ser encontrados en la tabla 3.7.3.

Es necesaria, también, la determinación de la posición del centro de gravedad el área “S”. Para esta determinación, se divide “S” en triángulos, se determina el área “ S_i ” y los centros de gravedad “ G_i ” de cada uno de esos triángulos.

Las coordenadas del centro de gravedad de cada triángulo son las medidas de las coordenadas de cada uno de sus tres vértices.

Tipo de piedra	Peso específico [tf/m ³]
Basalto	2,5 - 3,3
Diorito	2,5 - 3,3
Gabro	2,7 - 3,1
Gneiss	2,5 - 3,0
Granito	2,6 - 3,3
Calcáreo	1,7 - 3,1
Mármol	2,5 - 3,3
Cuarcita	2,65
Arenito	1,2 - 3,0
Argilito	2,0 - 2,5

Tabla 3.7.3 - Valores de pesos específicos de piedras

Las coordenadas de “G” son obtenidas a partir de las medidas ponderadas entre áreas y coordenadas de los centros de gravedad, de cada uno de los triángulos.

En el caso que el muro estuviera parcialmente sumergido, se debe utilizar el peso específico de los gaviones “ γ'_g ” para la parte del muro que estuviera debajo del nivel de agua. El valor de “ γ'_g ” está dado por:

$$\gamma'_g = \gamma_g - (1-n) \cdot \gamma_w = (1-n) \cdot (\gamma_p - \gamma_w)$$

(147)

La determinación del centro de gravedad “G” del muro se debe tener en cuenta la diferencia de el peso específico entre la parte del muro encima y la parte debajo del nivel de agua.

En los casos en que se deba considerar también un efecto sísmico, además del peso “P” actúan sobre el muro dos fuerzas de inercia aplicadas en “G”: una de ellas horizontal “H” y la otra vertical “V” dadas por:

$$H = C_h \cdot P$$

(148)

y

$$V = C_v \cdot P$$

(149)

donde “ C_h ” y “ C_v ” son los coeficientes de aceleración horizontal y vertical asociado al riesgo sísmico del lugar.

3.7.4 Estabilidad contra el deslizamiento

3.7.4.1 Fuerzas que actúan sobre el muro

Las fuerzas que actúan sobre el muro de gaviones están mostradas en la figura 3.7.16.

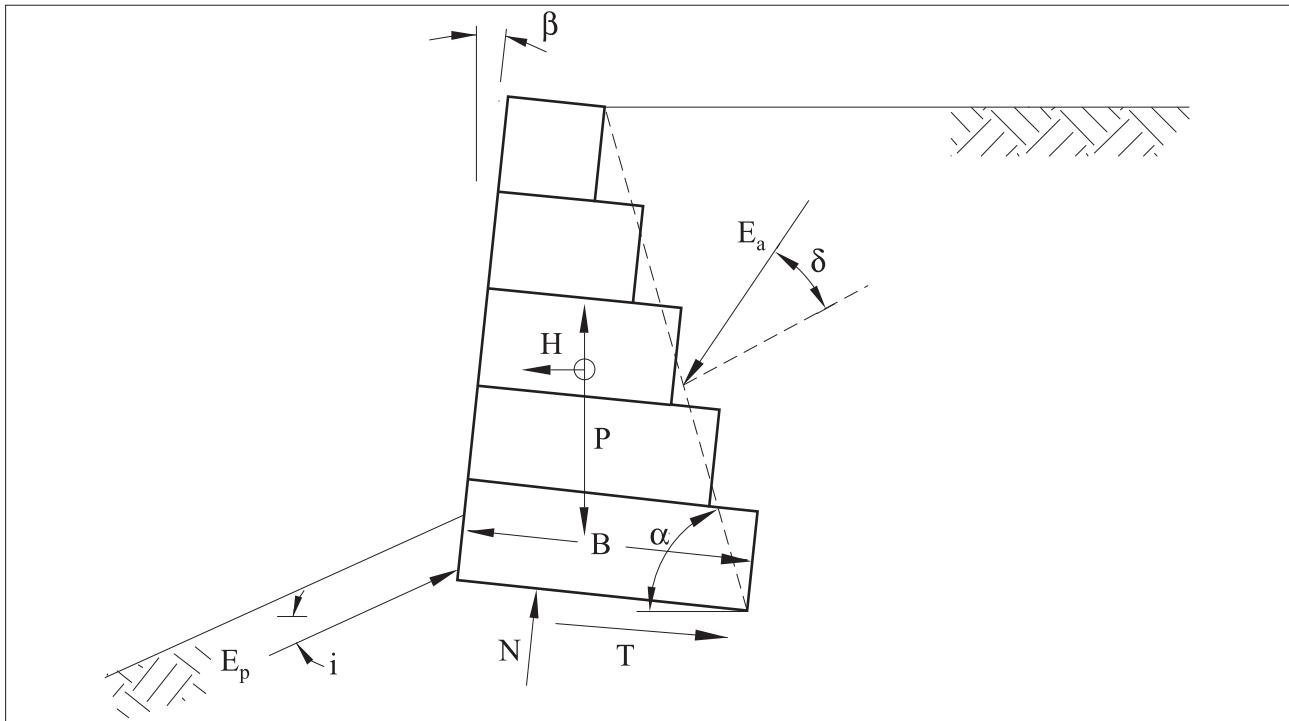


Figura 3.7.16 – Fuerzas aplicadas al muro

Son ellas:

- Empuje activo “ E_a ”;
- Empuje pasivo “ E_p ”;
- Peso de la estructura “ P ”;
- Fuerza normal “ N ” actuando en la base;
- Fuerza de corte “ T ” actuando en la base.

En el caso que deba ser considerado el efecto sísmico, se deben incluir también las fuerzas “ H ” y “ V ” estipuladas en el punto anterior.

3.7.4.2 Equilibrio de fuerzas

Las fuerzas “ N ” y “ T ” son determinadas a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan en las dirección normal y tangencial a la base, respectivamente:

$$N = (P - V) \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos(\alpha - \delta - \beta) - E_p \cdot \sin(i + \beta) + H \cdot \sin \beta$$

(150)

y

$$T = -(P - V) \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin(\alpha - \delta - \beta) - E_p \cdot \cos(i + \beta) + H \cdot \cos \beta$$

(151)

3.7.4.3 Fricción disponible en la base

La fuerza de fricción disponible “ T_d ” a lo largo de la base está dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a \cdot B$$

(152)

donde “ δ^* ” es el ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base del muro y “ a ” la cohesión.

El valor de “ δ^* ” puede ser tomado como “ $\delta^* = \phi$ ”, a menos que se instale un filtro geotextil sobre la base de la estructura. En este caso se adopta “ $\delta^* = 0,9\phi$ ”. En cuanto al valor de la cohesión, se recomienda adoptar “ $a = 0,5c$ ”.

El valor de “ B ” es el ancho de la base del muro. En el caso que la base del muro se extienda más allá de la superficie de aplicación del empuje activo, determinada como en la figura 3.7.1 (b) del punto 3.7.1.1, el valor de “ B ” debe ser limitado por el extremo inferior de la superficie de aplicación del empuje activo. En este caso se debe adicionar la fuerza disponible “ T_d ”, la fuerza de anclaje “ T_a ” proporcionada por la extensión de la base. Esta fuerza es determinada por:

$$T_a = L_a \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan \delta^*$$

(153)

Donde “ L_a ” es el largo de anclaje y “ H ” es la profundidad de la porción de la base que actúa como anclaje a partir de la superficie del terreno.

El valor de “ T_a ” está limitado por la fuerza de tracción admisible de la malla:

$$T_a \leq \frac{2 \cdot T_m}{1,2}$$

(154)

donde “ T_m ” es la resistencia a la tracción de la malla, dada por la tabla 3.7.4.

3.7.4.4 Coeficiente de Seguridad

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento “ F_d ” está dado por:

$$F_d = \frac{T_d + T_a + E_p \cdot \cos(i + \beta)}{E_a \cdot \sin(\alpha - \delta - \beta) + H \cdot \cos \beta - (P - V) \cdot \sin \beta}$$

(155)

Malla	Resistencia T_m [tf/m]				
	Diámetro del alambre [mm]				
	2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	3,5	4,0	4,5	-	-
6 x 8	3,0	3,5	4,2	4,7	-
8 x 10	-	-	3,4	4,3	5,3
10 x 12	-	-	-	3,5	4,3

Tabla 3.7.4 - Resistencia a tracción de la malla

3.7.5 Estabilidad contra el vuelco

3.7.5.1 Momentos de vuelco

Son considerados momentos de vuelco a los momentos originados por la componente horizontal de empuje activo “ M_{Eah} ”, respecto del punto de giro y al momento originado por las fuerzas debido al efecto sísmico “ M_H ” e “ M_V ”. Estos momentos están dados por:

$$M_{Eah} = E_a \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot y_{E_a}$$

(156)

$$M_H = H \cdot y_{E_a}$$

(157)

$$M_V = V \cdot x_G$$

(158)

donde “ y_{E_a} ” es la coordenada vertical del punto de aplicación del empuje activo “ E_a ” y “ x_G ” y “ y_G ” son las coordenadas del centro de gravedad “ G ” del muro en relación al punto de giro.

El punto de giro está situado en la extremidad inferior de la base al frente del muro.

3.7.5.2 Momentos resistentes

Son considerados momentos resistentes aquellos originados por el peso propio de la estructura “ M_p ”, el momento originado por el empuje pasivo “ M_{E_p} ” y el momento de la componente vertical del empuje activo “ $M_{E_{av}}$ ”.

Estos momentos se obtienen a partir de:

$$M_p = P \cdot x_G \quad (159)$$

$$M_{E_p} = E_p \cdot (x_{E_p} \cdot \operatorname{sen} i + y_{E_p} \cdot \cos i) \quad (160)$$

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \cos (\alpha - \delta) \cdot x_{E_a} \quad (161)$$

Donde “ x_{E_p} ” y “ y_{E_p} ” son las coordenadas del punto de aplicación de “ E_p ”.

3.7.5.3 Coeficiente de seguridad

El coeficiente de seguridad contra el vuelco “ F_t ” está dado por la relación entre la suma de los momentos resistentes sobre la suma de los momentos de vuelco:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}} + M_H + M_V} \quad (162)$$

3.7.6 Presiones aplicadas en la fundación

3.7.6.1 Distribución de las presiones

Para la determinación de las presiones aplicadas en la base de un muro de contención, primeramente se debe determinar la distancia “ d ” entre el punto de aplicación de la fuerza normal “ N ” y el punto de giro.

$$d = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} - M_H - M_V}{N}$$

(163)

Se determina, entonces, la excentricidad “e” de “N” con respecto a la base del muro:

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

(164)

Si la distribución de presiones sigue el diagrama mostrado en la figura 3.6.7 (a) del punto 3.6.6 y las presiones “ $\sigma_{máx}$ ” y “ $\sigma_{mín}$ ” son dadas por:

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

(165)

y

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

(166)

En el caso que $|e| > B/6$, la distribución de las presiones sigue el diagrama de la figura 3.6.7 (b) y “ $\sigma_{máx}$ ” se obtiene a partir de:

$$\sigma_{máx} = \frac{2.N}{3.d}$$

(167)

3.7.6.2 Carga admisible en la fundación

El valor de la presión “ σ ” no debe sobrepasar la capacidad de carga “ q_{adm} ” de la fundación de la estructura que se obtiene a partir de:

$$q_{adm} = \frac{q_{lim}}{3}$$

(168)

donde:

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

(169)

y

$$q = \gamma \cdot y$$

(170)

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

(171)

$$i_\gamma = i_q^2$$

(172)

$$d_c = d_q = 1 + 0,35 \cdot \frac{y}{B}$$

(173)

$$d_\gamma = 1$$

(174)

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

(175)

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi \cdot \tan \phi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}$$

(176)

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

(177)

En las expresiones de arriba, “ γ ”, “ c ” y “ ϕ ” son el peso específico, la cohesión y el ángulo de fricción interno, respectivamente, del suelo de fundación; “ y ” es la altura del suelo frente al muro con respecto a la cota de apoyo y “ T ” es la fuerza tangencial que actúa en la base.

3.7.7 Verificación de las secciones intermedias

3.7.7.1 Empuje activo parcial

Para verificar las secciones intermedias del muro, entre las camadas de gaviones, se calcula inicialmente el empuje activo que actúa sobre los gaviones que están encima de cada una de las estas secciones. Para este cálculo se utilizan los mismos procedimientos ya descriptos, alterando apenas la superficie de aplicación del empuje, como se observa en la figura 3.7.17.

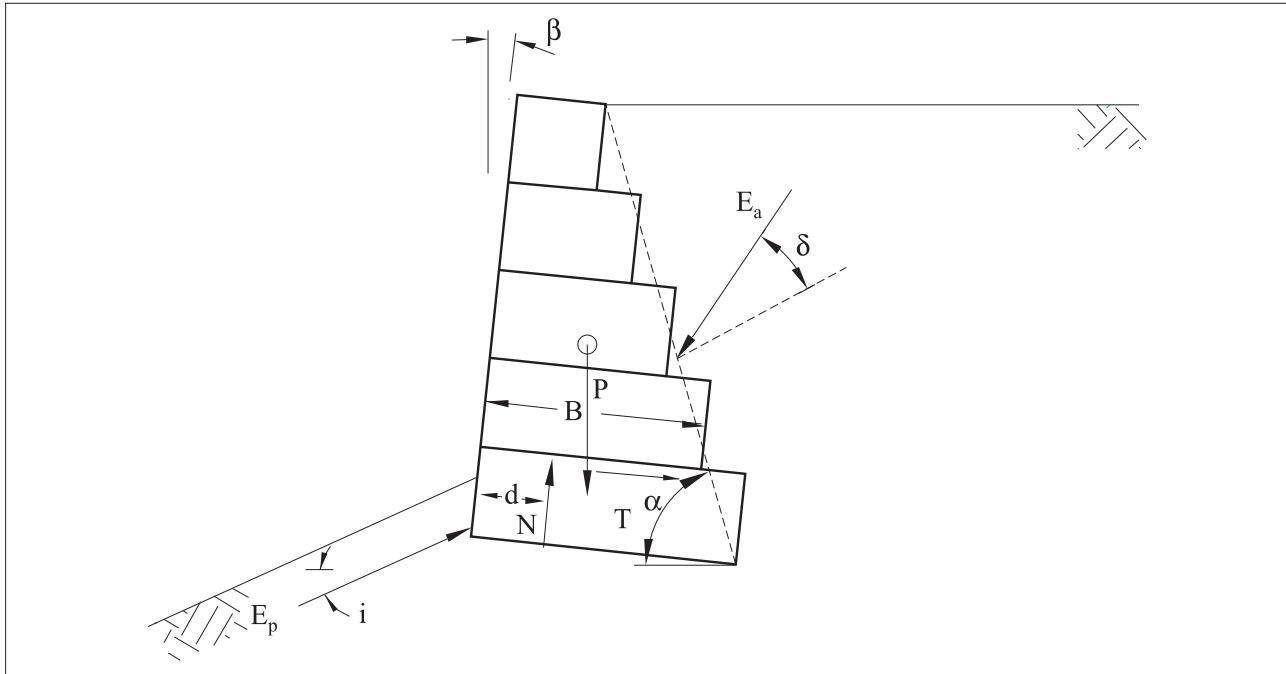


Figura 3.7.17 - Verificación de las secciones intermedias

3.7.7.2 Verificación contra el deslizamiento

Después de la determinación del empuje activo “ E_a ” que actúa sobre los gaviones encima de la superficie intermedia analizada, se determina el valor del peso “ P ” de estos gaviones. El cálculo de la fuerza normal “ N ” y la fuerza tangencial “ T ” que actúan en esta superficie es hecho a través del equilibrio de fuerzas “ E_a ”, “ P ”, “ N ” y “ T ”, como en el punto 3.7.4.

La fuerza tangencial máxima admisible “ T_{adm} ” en la sección se obtiene a partir de:

$$T_{adm} = N_c \cdot \tan \phi^* + c_g \cdot B$$

(178)

donde:

$$\phi^* = 2,5 \cdot \gamma_g - 10^\circ;$$

(179)

y

$$c_g = 0,3 \cdot p_u - 0,5 \quad [\text{tf/m}^2]$$

(180)

En las expresiones de arriba “ γ_g ” es el peso específico de los gaviones en tf/m³ y “ p_u ” es el peso de la red metálica en kgf/m³.

Los valores de “ p_u ” pueden ser obtenidos de la tabla 3.7.5.

Malla	Altura de la caja [m]	Peso [kgf/m ³]				
		Diámetro del alambre [mm]				
		2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	0,50	11,10	11,05	14,30	-	-
	1,00	7,25	8,20	10,50	-	-
6 x 8	0,50	8,50	10,90	12,30	15,20	-
	1,00	5,55	6,95	8,20	10,30	-
8 x 10	0,50	-	-	11,20	12,60	15,00
	1,00	-	-	7,85	8,70	10,50
10 x 12	0,50	-	-	-	11,00	13,50
	1,00	-	-	-	7,50	9,00

Tabla 3.7.5 - Peso de las telas de los gaviones

3.7.7.3 Presión normal admisible

La presión normal máxima “ $\sigma_{\text{máx}}$ ” que actúa en la sección intermedia es:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{2.d}$$

(181)

donde “d” es la distancia del punto de aplicación de “N” al borde externo de la superficie intermedia y se determina como en el punto 3.7.6.

La presión máxima admisible “ q_{adm} ” está dada por:

$$q_{\text{adm}} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad [\text{tf/m}^2]$$

(182)

3.8 Ejemplos Resueltos

3.8.1 Ejemplo Teórico 01

3.8.1.1 Datos del problema

Verificar la estabilidad del muro de contención en gaviones mostrado en la figura 3.8.1, cuyas características son las siguientes:

- **Gaviones:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,43 \text{ tf/m}^3$.
- Porosidad: $n = 30\%$.

- **Macizo contenido:**

- Peso específico de suelo: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 30^\circ$.
- Cohesión: $c = 0$.

- **Fundación:**

- Carga máxima admisible: $q_{adm} = 20,0 \text{ tf/m}^2$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 27^\circ$.

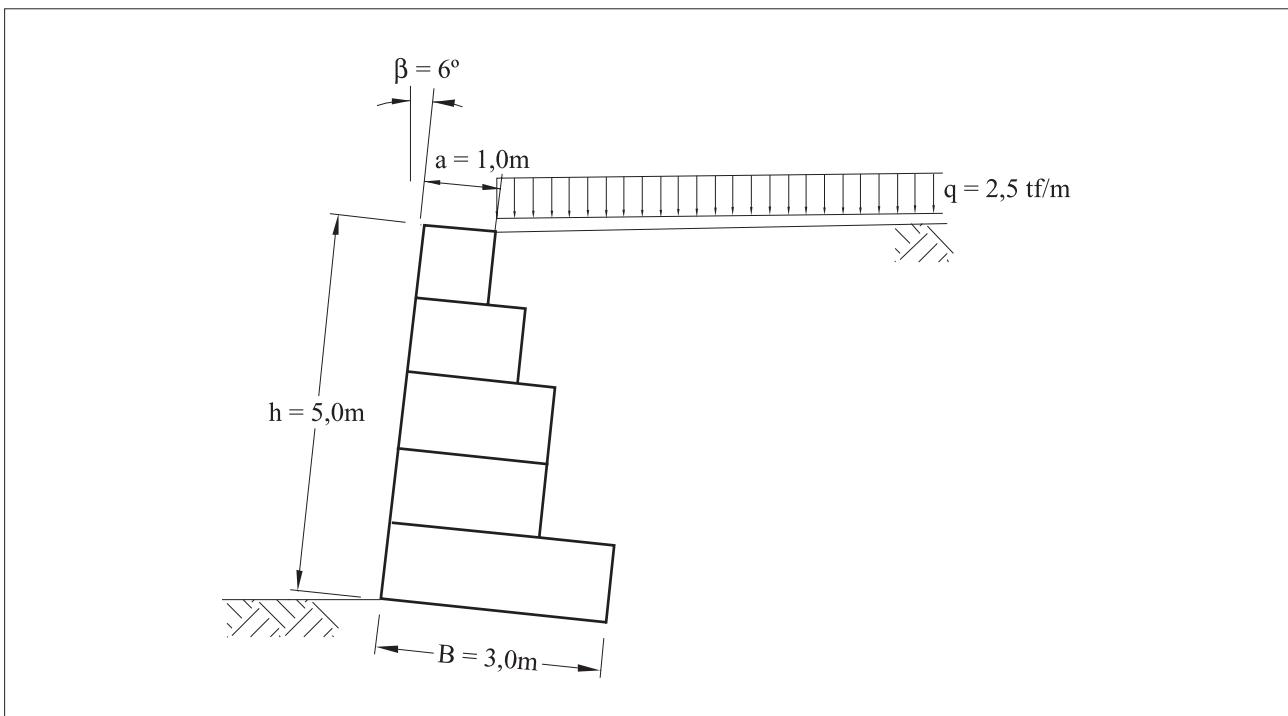


Figura 3.8.1 - Primer ejemplo

- La superficie superior del macizo contenido es horizontal “ $i = 0$ ” y sobre ella está aplicada una carga uniformemente distribuida ” $q = 2,5\text{tf/m}^2$ ”.

3.8.1.2 Superficie de aplicación del empuje activo

La superficie de aplicación del empuje activo es tomada como el plano medio que une las extremidades inferior y superior de las camadas de los gaviones de la base y coronamiento del muro, como se observa en la figura 3.8.2 junto con las fuerzas que actúan sobre la estructura.

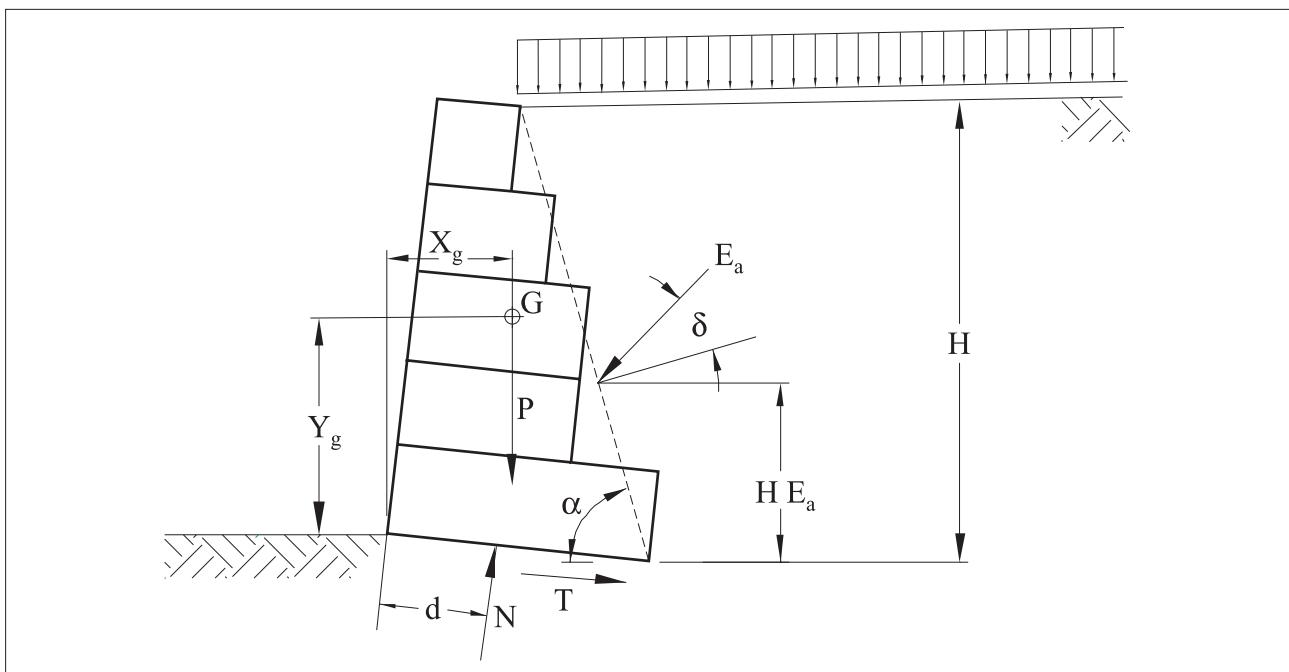


Figura 3.8.2 - Fuerzas que actúan sobre o muro

- El ángulo “ α ” entre el plano de aplicación del empuje activo y la horizontal es:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{B-a}\right) + \beta = 74,2^\circ$$

y la altura total “ H ” se obtiene mediante:

$$H = \frac{h \cdot \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} (\alpha - \beta)} = 5,18\text{m}$$

3.8.1.3 Empuje activo

El empuje activo “ E_a ” puede ser calculado por la teoría de Coulomb. Tomándose el valor del ángulo de fricción entre el suelo y el muro “ $\delta = \phi$ ” y “ $i = 0$ ”, el coeficiente de empuje activo “ K_a ” se obtiene mediante:

$$K_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \phi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha - i)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} = 0,448$$

El empuje activo “ E_a ” será entonces:

$$E_a = 1 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + i)} = 16,62 \text{tf/m}$$

y su punto de aplicación es dado por ” H_{E_a} ”:

$$H_{E_a} = \frac{\gamma \cdot H_2 + 3 \cdot q \cdot H}{H_{E_a} = 3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q} = 2,03 \text{m}$$

3.8.1.4 Peso de la estructura

El peso específico de los gaviones “ γ_g ” es dado por:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) = 1,70 \text{tf/m}^3$$

y el área “S” de la sección transversal del muro es:

$$S = h_a + \frac{(B - a) \cdot h}{2} = 10,0 \text{m}^2$$

El peso total del muro “P” será entonces:

$$P = \gamma_g \cdot S = 17,0 \text{tf/m}$$

Para el cálculo de la posición del centro de gravedad “G” del muro, se determinan primeramente las coordenadas para un sistema de ejes “x” e “y” alineados con la base de la estructura:

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h (B^2 + a \cdot B - 2 \cdot a^2)}{S} = 1,08 \text{m}$$

y

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h^2 (B - a)}{S} = 2,08 \text{m}$$

Las coordenadas “ x_G ” e “ y_G ” del centro de gravedad de la sección son:

$$x_G = x_G \cdot \cos \beta + y_G \cdot \sin \beta = 1,29 \text{m}$$

y

$$y_G = -x_G \cdot \sin \beta + y_G \cdot \cos \beta = 1,96 \text{m}$$

3.8.1.5 Seguridad contra el deslizamiento

La fuerza normal “N” que actúa en la base del muro está dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta) = 29,97 \text{tf/m}$$

Adoptándose el ángulo de fricción “ δ^* ” entre el suelo de fundación y en la base del muro “ $\delta^* = \phi = 27^\circ$ ”, la fuerza resistente disponible “ T_d ” será dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* = 15,27 \text{tf/m}$$

El coeficiente de seguridad con el deslizamiento es:

$$F_g = \frac{T_d}{E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \sin \beta} = 1,80 > 1,50$$

3.8.1.6 Seguridad contra el vuelco

Las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo “ E_a ” son:

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan (90^\circ - \alpha) = 2,14 \text{m}$$

y

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \cos \beta = 1,72 \text{m}$$

El momento de vuelco será dado por el momento de la componente horizontal del empuje activo:

$$M_{E_{ah}} = E_a \cdot \operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot y_{E_a} = 19,93 \text{ tfm/m}$$

Los momentos resistentes son los momentos de peso propio de la estructura y el momento de la componente vertical del empuje activo:

$$M_p = P_{x_G} = 21,93 \text{ tfm/m}$$

y

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \operatorname{cos}(\alpha - \delta) \cdot x_{E_a} = 28,72 \text{ tfm/m}$$

El valor del coeficiente de seguridad contra el vuelco es:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}}} = 2,54 > 1,5$$

3.8.1.7 Presiones en la fundación

La distancia “d” entre el punto de aplicación de “N” y el punto de giro está dada por:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} + M_{E_{ah}}}{N} = 1,02 \text{ m}$$

y la excentricidad "e" es:

$$e = \frac{B}{2} = 0,48\text{m} < \frac{B}{6} = 0,50\text{m}$$

Así mismo las presiones en las extremidades de la base serán:

$$q_{\max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 19,58\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

y

$$q_{\min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 0,40\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

3.8.1.8 Secciones Intermedias

Para cada sección intermedia entre las camadas de gaviones son determinadas las tensiones normales y de corte actuantes. Para esto son determinados el empuje activo y el peso de los gaviones situados encima de la sección analizada.

Así mismo, para la primera sección intermedia, encima de la base, se calcula, de manera análoga a lo ya expuesto:

$\alpha = 82,0^\circ$	$y_{E_a} = 1,43\text{m}$	$M_p = 9,79\text{m}$
$K_\alpha = 0,365$	$P = 10,20\text{tf/m}$	$M_{E_a} = M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = -0,45\text{tf/m}$
$H = 4,08\text{m}$	$x_G = 0,96\text{m}$	$d = 0,57\text{m}$
$E_a = 9,20\text{tf/m}^2$	$y_G = 1,96\text{m}$	
$x_{E_a} = 1,75\text{m}$	$N = 16,53\text{tf/m}$	

Las distancia y momento encima son determinados con respecto al punto de giro de la sección intermedia que se sitúa en la extremidad de la sección, al frente del muro.

El ángulo de fricción disponible a lo largo de la sección intermedia “ δ^* ” está dado por:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ = 32,50^\circ$$

Para gaviones de 1.0m de altura y malla 8x10, el peso de la red metálica ” $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ “ y la cohesión disponible en la sección intermedia ” c_g “ será:

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 = 2,08 \text{ tf/m}^2$$

La máxima fuerza de corte admisible ” T_{adm} “, a lo largo de la sección será:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + c_g \cdot B = 14,69 \text{ tf/m}$$

y la fuerza de corte ” T “, que actúa en la sección es:

$$T = -P \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) = 5,55 < T_{adm}$$

La máxima tensión normal admisible en la sección intermedia ” q_{adm} “ vale:

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 = 55,0 \text{ tf/m}^2$$

y la máxima tensión normal “ $q_{máx}$ ” que actúa en la sección es:

$$q_{máx} = \frac{N}{2.d} = 14,63 \text{ tf/m}^2 < q_{adm}$$

Repetiendo el mismo cálculo para las otras secciones intermedias se obtienen la tabla 3.8.1.

Sección	T [tf/m]	T _{adm} [tf/m]	q _{máx} [tf/m ²]	q _{adm} [tf/m ²]
1	5,55	14,69	14,63	55,00
2	3,63	13,34	8,42	55,00
3	1,88	8,10	5,27	55,00
4	0,56	4,00	2,19	55,00

Tabla 3.8.1 - Resultados de las verificaciones de las secciones intermedias

3.8.1.9 Estabilidad global

La verificación de la estabilidad global del conjunto suelo-estructura de contención es generalmente ejecutada por el método de Bishop, que analiza la rotura a lo largo de superficies circulares que contornean el muro de gaviones.

Para la ejecución de este análisis normalmente son empleados programas de computadoras, pues la búsqueda de la superficie de rotura más crítica es bastante trabajosa.

El programa de análisis GAWACWIN® realiza estos cálculos de manera automática y para este ejemplo damos los siguientes resultados para la superficie cilíndrica más crítica:

$$x_0 = -0,499 \text{ m}$$

$$y_0 = 5,283 \text{ m}$$

$$R = 6,633 \text{ m}$$

Donde “ x_0 ” e “ y_0 ” son las coordenadas del centro de superficie crítica con respecto al punto de giro y “ R ” es el radio.

El coeficiente de seguridad contra la rotura global “ F_g ” obtenido es:

$$F_g = 1,238$$

3.8.2 Ejemplo Teórico 02

3.8.2.1 Datos del problema

En este segundo ejemplo, se puede analizar la estabilidad de una estructura de contención de gaviones similar al ejemplo anterior, como muestra la figura 3.8.3.

Los datos de los gaviones del suelo que componen el macizo contenido y el suelo de fundación son los mismos que en el primer ejemplo:

- **Gaviones:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,43 \text{ tf/m}^3$.
- Porosidad: $n = 30\%$.

- **Macizo contenido:**

- Peso específico del suelo: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 30^\circ$.
- Cohesión: $c = 0$.

- **Fundación:**

- Carga máxima admisible: $q_{adm} = 20,0 \text{ tf/m}^2$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 27^\circ$.

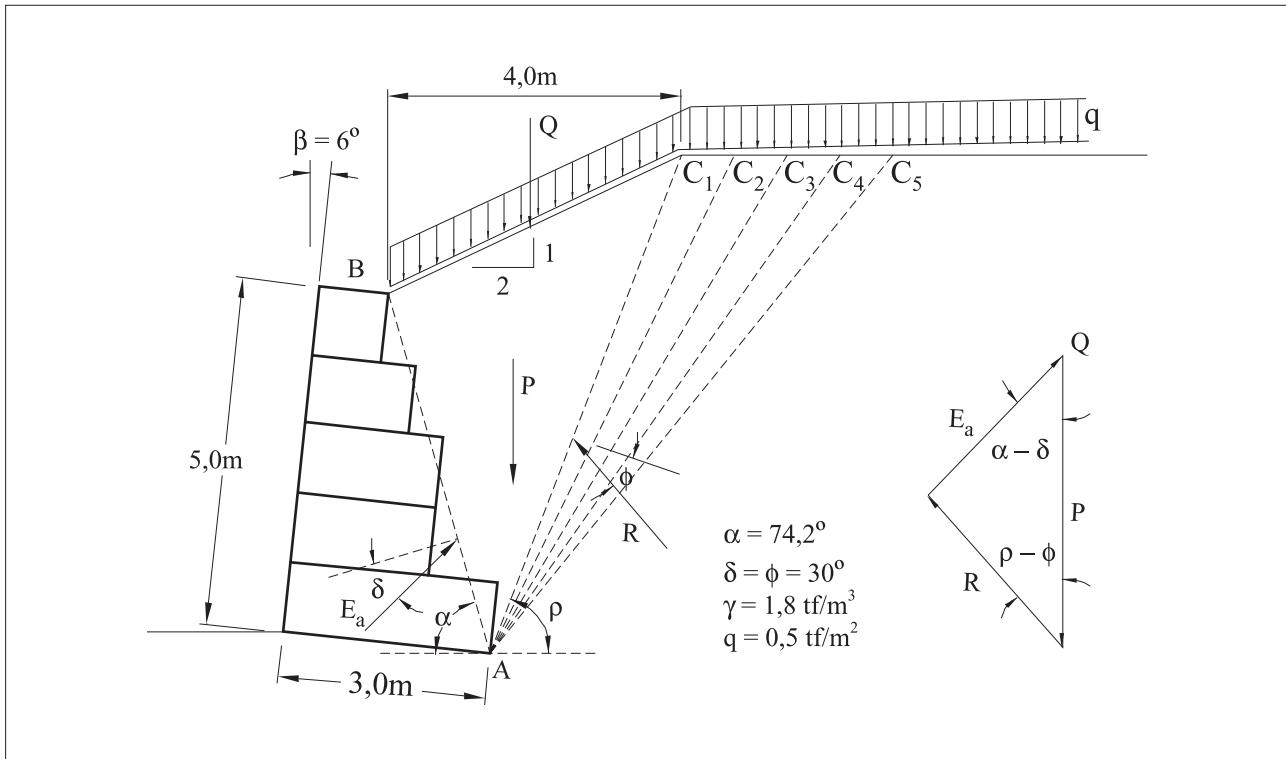


Figura 3.8.3 - Segundo ejemplo

En este ejemplo, al contrario del anterior, la superficie superior del terraplén es horizontal, ya que presenta una inclinación con una pendiente de 1:2 (vertical-horizontal) hasta una distancia de 4,0m desde el muro. A partir de ese punto la superficie del terreno es horizontal.

Sobre el macizo está aplicada una carga uniformemente distribuida “ $q = 0,5 \text{ tf/m}^2$ ”.

3.8.2.2 Superficie de aplicación del empuje activo

La superficie de aplicación del empuje activo, como en el primer ejemplo, es tomada como el plano medio que une las extremidades inferiores y superiores de las camadas de gaviones de la base y del coronamiento del muro.

El ángulo “ α ” entre el plano de aplicación del empuje activo y la horizontal es:

$$\alpha = \arctan \frac{h}{B - a} + \beta = 74,20^\circ$$

y la altura total "H" está dada por:

$$H = \frac{h \cdot \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha - \beta)} = 5,18m$$

3.8.2.3 Empuje activo

En este caso, el empuje activo debe ser determinado por el método del equilibrio límite, pues la superficie del macizo contenido es irregular.

Para esta determinación, se trazan algunas superficies de rotura hipotéticas como se muestra en la figura 3.8.3. Entonces se analiza el equilibrio de varias cuñas formadas por las superficies de rotura trazadas. El valor del empuje "E_a" actuante en cada una de ellas puede ser obtenido del equilibrio de fuerzas, dado por:

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\operatorname{sen}(\rho - \phi)}{\operatorname{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

donde "P" es el peso de la cuña y "Q" es la porción de sobrecarga que se encuentra sobre ella.

Se pueden obtener así mismo los valores del empuje activo en función de la superficie de rotura.

Estos valores están mostrados en la tabla 3.8.2.

Cunha	P [tf/m]	Q [tf/m]	ρ [graus]	E _a [tf/m ²]
1	22,4	2,71	70,2	15,96
2	28,74	2,71	63,2	17,68
3	35,08	3,21	57,2	18,47
4	41,42	3,71	51,8	18,35
5	47,76	4,21	47,1	17,42

Tabla 3.8.2 - Resultados de los equilibrios de las cuñas

Con estos valores se construye el gráfico mostrado en la figura 3.8.4. De ahí se puede determinar la posición de la cuña crítica y el valor del empuje total:

$$\rho_{\text{crit}} = 55,2^\circ$$

y

$$E_a = 18,55 \text{ tf/m}$$

Para la determinación del punto de aplicación de “ E_a ”, el efecto de la sobrecarga debe ser separado del efecto de suelo. La sobrecarga, a su vez, fue dividida en dos componentes “ Q_1 ” y “ Q_2 ” y el empuje causado por ellas se determina mediante:

$$E_q = Q \cdot \frac{\sin(\rho_{\text{crit}} - \phi)}{\sin(\alpha + \rho_{\text{crit}} - \phi - \delta)}$$

Los empujes causados por el suelo y por las dos componentes de la sobrecarga así como sus puntos de aplicación sobre el muro de contención están mostrados en la figura 3.8.5 y relacionados en la tabla 3.8.3:

Empuje	Valor	H_E
E_{as}	17,01 tf/m	1,81m
E_{q1}	1,01 tf/m	3,80m
E_{q2}	0,53 tf/m	1,21m

Tabla 3.8.3 - Empujes causados por el suelo y por las dos componentes de la sobrecarga

El punto de aplicación del empuje total puede ser determinado a partir de los centros de gravedad de las fuerzas enunciadas arriba. Así se obtiene:

$$H_{E_a} = 1,90 \text{ m}$$

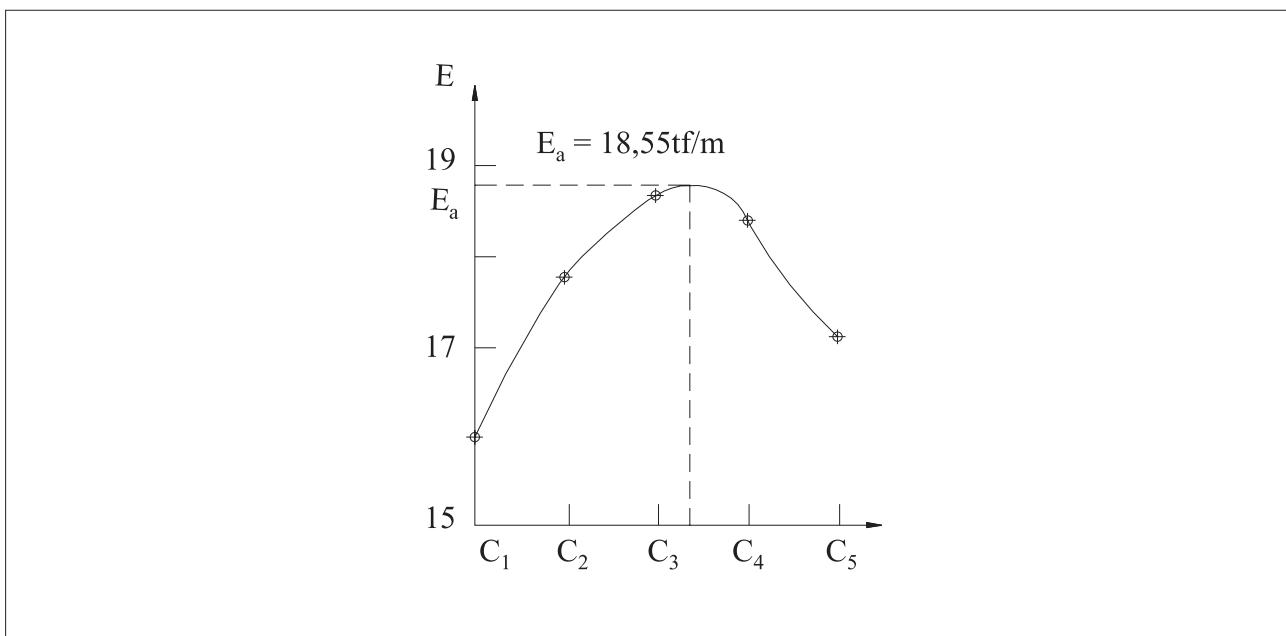


Figura 3.8.4 - Variación del empuje con la superficie de rotura

3.8.2.4 Peso de la estructura

El peso específico de los gaviones “ γ_g ” está dado por:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) = 1,70 \text{ tf/m}^3$$

y el área “S” de la sección transversal del muro es:

$$S = h_a + \frac{(B - a)}{2} \cdot h = 10,0 \text{ m}^2$$

El peso total del muro “P” será entonces:

$$P = \gamma_g \cdot S = 17,0 \text{ tf/m}$$

Para el cálculo de la posición del centro de gravedad “G” del muro, se determinan primeramente sus coordenadas para un sistema de ejes “x” e “y” alineados con la base de la estructura:



$$x_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h \cdot (B^2 + a \cdot B - 2 \cdot a^2)}{S} = 1,08\text{m}$$

y

$$y_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h^2 \cdot (B - a)}{S} = 2,08\text{m}$$



Las coordenadas “ x_G “ e “ y_G “ del centro de gravedad de la sección son:

$$x_G = x_G \cdot \cos \beta + y_G \cdot \sin \beta = 1,29\text{m}$$

y

$$y_G = -x_G \cdot \sin \beta + y_G \cdot \cos \beta = 1,96\text{m}$$



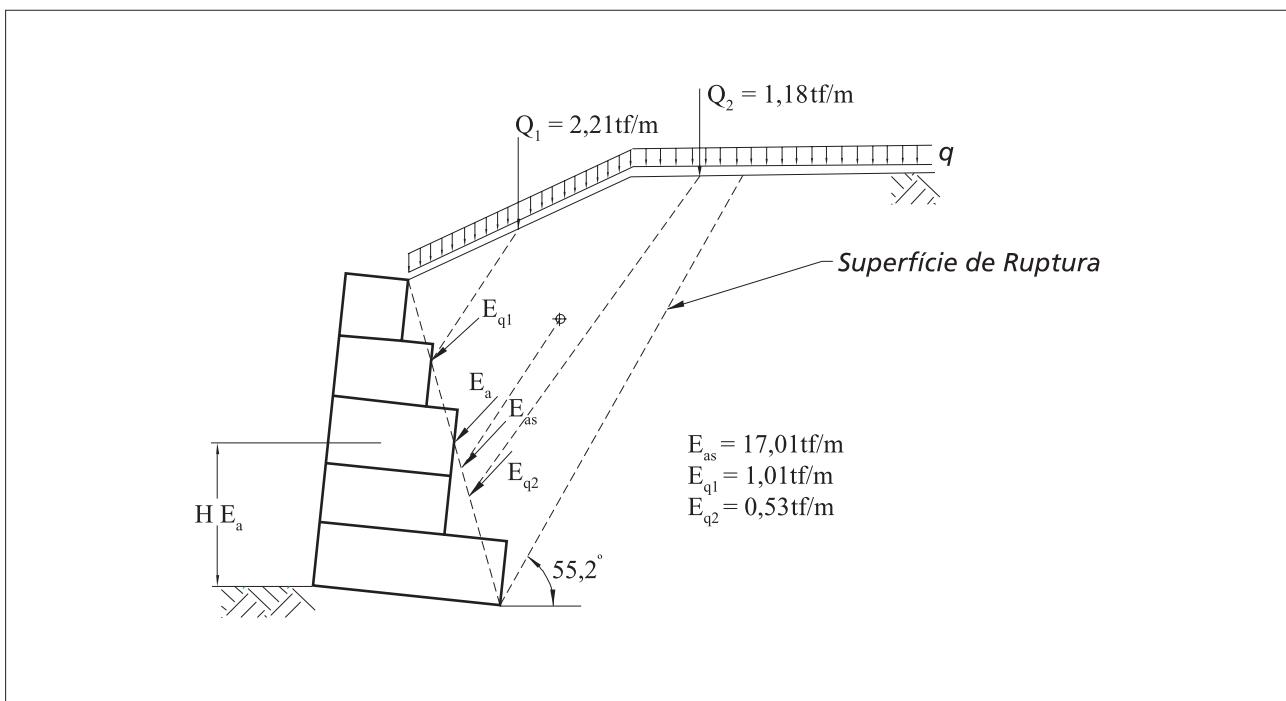


Figura 3.8.5 – Punto de aplicación del empuje activo

3.8.2.5 Seguridad contra el deslizamiento

La fuerza normal “N” que actúa en la base del muro está dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta) = 31,48 \text{ tf/m}$$

Adoptándose un ángulo de fricción interna “ δ^* ” entre el suelo de fundación y la base del muro “ $\delta^* = \phi = 27^\circ$ ”, la fuerza disponible “ T_d ” será entonces:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* = 16,04 \text{ tf/m}$$

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \sin \beta} = 1,65 < 1,5$$

3.8.2.6 Seguridad contra el vuelco

Las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo “E_a” son:

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan (90^\circ - \alpha) = 2,45\text{m}$$

y

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \sin \beta = 1,59\text{m}$$

El momento de vuelco será dado por el momento de la componente horizontal del empuje activo:

$$M_{E_{ah}} = E_a \cdot \sin (\alpha - \delta) \cdot y_{E_a} = 20,56\text{tfm/m}$$

Los momentos resistentes son los momentos del peso propio de la estructura y el momento de la componente vertical del empuje activo:

$$M_p = P_{x_G} = 21,93\text{tfm/m}$$

y

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \cos (\alpha - \delta) \cdot x_{E_a} = 32,58\text{tfm/m}$$

El valor del coeficiente de seguridad contra el vuelco es:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{av}}} = 2,65 > 1,5$$

3.8.2.7 Presiones en la fundación

La distancia “d” entre el punto de aplicación de “N” y el punto de giro está dada por:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} + M_{E_{ah}}}{N} = 1,08\text{m}$$

y la excentricidad “e” es:

$$e = \frac{B}{2} = 0,42\text{m} < \frac{B}{6} = 0,5\text{m}$$

Así mismo las presiones en los extremos de la base serán:

$$q_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right) = 19,30\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

y

$$q_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right) = 1,68\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

3.8.2.8 Secciones intermedias

Para cada sección intermedia entre las camadas de gaviones son determinadas las tensiones normales y de corte actuantes. Para esto son determinados el empuje activo y el peso de los gaviones situados encima de la sección analizada.

Así mismo, para la primera sección intermedia, encima de la base, se calcula, de manera análoga al ya explicado, por el método del equilibrio límite:

$\alpha = 82,0^\circ$	$P = 10,20 \text{ tf/m}$	$M_p = 9,79 \text{ m}$
$E_a = 9,20 \text{ tf/m}^2$	$x_G = 0,96 \text{ m}$	$M_{E_a} = M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = -0,86 \text{ tf/m}$
$x_{E_a} = 1,78 \text{ m}$	$y_G = 1,69 \text{ m}$	$d = 0,62 \text{ m}$
$y_{E_a} = 1,28 \text{ m}$	$N = 17,17 \text{ tf/m}$	

Las distancia y momentos arriba enunciados son determinados con respecto al punto de giro de la sección intermedia que se sitúa en el extremo de la sección, al frente del muro.

El ángulo de fricción disponible a lo largo de la sección intermedia “ δ^* ” se obtiene mediante:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ = 32,5^\circ$$

Para gaviones de 1.0m de altura en malla 8x10, el peso de red metálica “ $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ ” y, así mismo, la cohesión disponible en la sección intermedia “ c_g ” será:

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 = 2,08 \text{ tf/m}^2$$

La máxima fuerza de corte admisible “ T_{adm} ” a lo largo de la sección será:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + c_g \cdot B = 15,10 \text{ tf/m}$$

y la fuerza de corte “ T ” que actúa en la sección es:

$$T = -P \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) = 6,19 \text{ tf/m} < T_{adm}$$

y la máxima tensión normal admisible en la sección intermedia “ q_{adm} ” vale:

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 = 55,0 \text{ tf/m}^2$$

y la máxima tensión normal “ $q_{máx}$ ” que actuó en la sección es:

$$q_{máx} = N = 13,84 \text{ tf/m}^2 < q_{adm}$$

Se repite el mismo cálculo que para las otras secciones intermedias y se obtiene la tabla 3.8.4.

Sección	T [tf/m]	T_{adm} [tf/m]	$q_{máx}$ [tf/m 2]	q_{adm} [tf/m 2]
1	6,19	15,10	13,84	55,00
2	3,96	13,56	8,02	55,00
3	1,88	8,11	4,87	55,00
4	0,41	3,94	1,98	55,00

Tabla 3.8.4 - Resultados de las verificaciones de las secciones intermedias

3.8.2.9 Estabilidad global

Para el análisis de la estabilidad global del conjunto estructura-suelo fue utilizado el programa de análisis GAWACWIN®, que realiza estos cálculos de manera automática y para este ejemplo brinda los siguientes resultados para la superficie más crítica:

$$x_0 = -0,477 \text{ m}$$

$$y_0 = 6,988 \text{ m}$$

$$R = 8,120 \text{ m}$$

Donde “ x_0 ” e “ y_0 ” son las coordenadas del centro de la superficie crítica en relación al punto de giro y “ R ” es el radio.

El coeficiente de seguridad contra la rotura global “ F_g ” obtenido es:

$$F_g = 1,210$$

3.8.3 Ejemplo Teórico 03

Como tercer ejemplo es analizada la estabilidad de un muro de gaviones por el programa GAWACWIN®. En la figura 3.8.6 está mostrada la geometría de la sección del muro y del macizo.

En este ejemplo, el macizo contenido es formado por el suelo natural y por el relleno. Los datos del relleno son:

- Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 30^\circ$.
- Cohesión: $c = 0$.

Los datos del suelo natural, a su vez, son:

- Peso específico do solo: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 35^\circ$.

y

- Cohesión: $c = 10 \text{ kN/m}^2$.

- La interfase entre suelo natural y el relleno comienza 1.0 m arriba de la cota de apoyo del muro y tiene una inclinación de 35° .

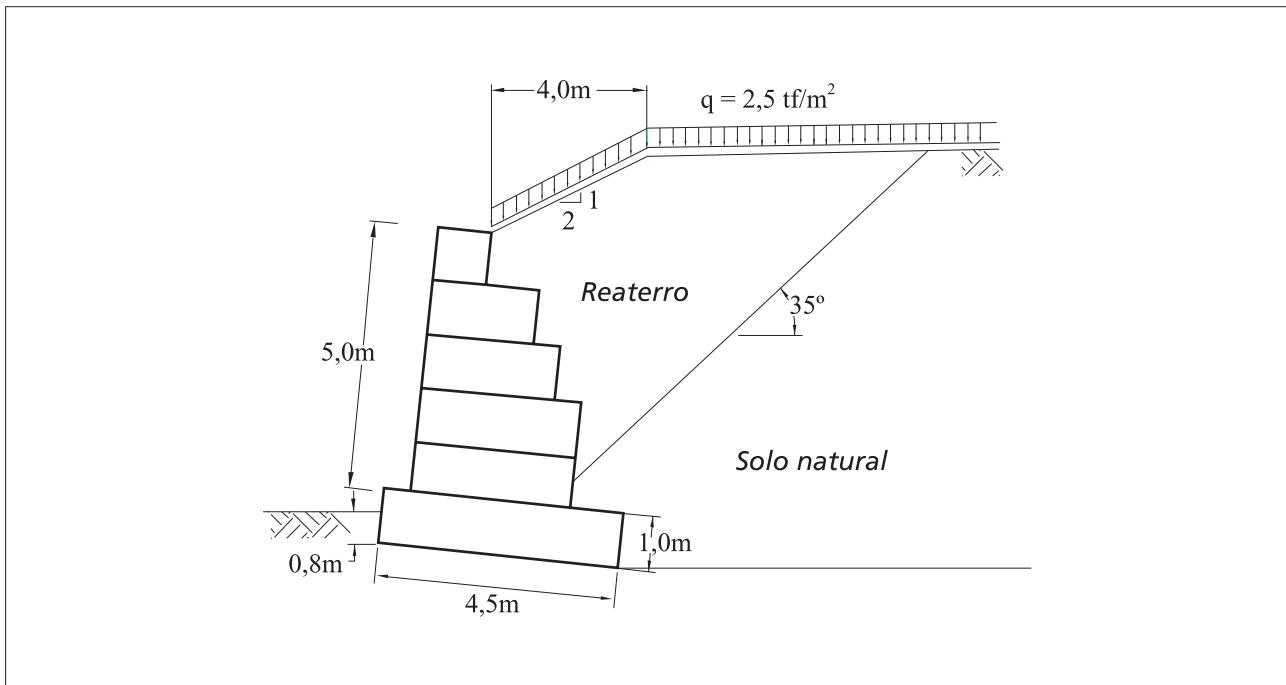


Figura 3.8.6 - Tercer ejemplo

La superficie del terraplén tiene una inclinación de 1:2 hasta una distancia horizontal de 4.0 m del muro. A partir de ahí la superficie es horizontal. Existe también una carga uniforme “ $q = 2,5 \text{ tf/m}^2$ ” distribuida sobre el terraplén.

El suelo de fundación es el mismo suelo natural del terraplén y la superficie de este al frente del muro está a 0,85 m arriba de la cota de apoyo de la estructura.

Los datos del problemas y los resultados del análisis hechos por el programa son mostrados a continuación en el resumen emitido por el GawacWin®.

GawacWin 1.0**Página 1**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

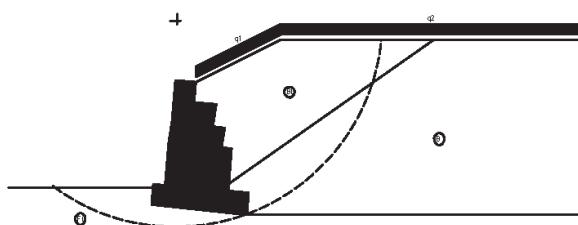
Proyecto: ejemplo teórico

Archivo: ejemplo

Fecha: 21/1/2005

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro	:	6,00 grad.	Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
Peso esp. de las piedras	:	24,00 kN/m ³				
Porosidad de los gaviones	:	30,00 %				
Geotextil en el terraplén	:	Si	1	4,50	1,00	-
Reducción en la fricción	:	5,00 %	2	3,00	1,00	0,50
Geotextil en la base	:	No	3	3,00	1,00	0,50
Reducción en la fricción	:	%	4	2,50	1,00	0,50
Malla y diámetro del alamb.: 8x10, ø 2,7 mm CD	:		5	2,00	1,00	0,50
			6	1,00	1,00	0,50

**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer trecho	:	26,57 grad.
Largo del primer trecho	:	4,00 m
Inclinación del segundo trecho	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	18,00 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	:	30,00 grad.
Cohesión del suelo	:	0,00 kN/m ²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	1,00	35,00	18,50	10,00	35,00

GawacWin 1.0**Página 2**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Proyecto: ejemplo teórico

Archivo: ejemplo

Fecha: 21/1/2005

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación	:	0,85 m
Largo horiz. en la fundación	:	m
Inclinación de la fundación	:	0,00 grad.
Peso específico del suelo	:	18,50 kN/m³
Ángulo de fricción del suelo	:	35,00 grad.
Cohesión del suelo	:	10,00 kN/m²
Presión aceptable en la fundación	:	kN/m²
Nivel del agua	:	m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m³	Cohesión kN/m²	Ángulo de fricción grad.

Datos sobre la napa freática

Altura inicial	:	m
Inclinación del primer trecho	:	grad.
Largo del primer trecho	:	m
Inclinación del segundo trecho	:	grad.
Largo del segundo trecho	:	m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén		Primer trecho	:	25,00 kN/m²
		Segundo trecho	:	25,00 kN/m²
Cargas distribuidas sobre el muro		Carga	:	kN/m²
Línea de carga sobre el terraplén				
Carga 1	:	kN/m	:	m
Carga 2	:	kN/m	:	m
Carga 3	:	kN/m	:	m
Línea de carga sobre el muro				
Carga	:	kN/m	:	m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

GawacWin 1.0**Pagina 3**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Proyecto: ejemplo teórico

Archivo: ejemplo

Fecha: 21/1/2005

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	314,11 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	3,41 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	2,36 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	49,07 grad.
Empuje Pasivo	:	57,32 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,04 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,36 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0,00 grad.

DESLIZAMIENTO

Fuerza Normal en la base	:	510,49 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1,70 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0,18 m
Fuerza de corte en la base	:	95,65 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	445,35 kN/m
Coef. de seg. contra el deslizamiento	:	2,92

VUELCO

Momento Activo	:	485,87 kN/m x m
Momento Resistente	:	1372,73 kN/m x m
Coef. de seg. contra el vuelco	:	2,83

Tensiones actuantes en la fundación

Excentricidad	:	0,54 m
Tensión Normal a la izquierda	:	201,65 kN/m ²
Tensión Normal a la derecha	:	30,56 kN/m ²
Máx. tensión aceptable en la fundación	:	734,61 kN/m ²

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

GawacWin 1.0**Pagina 4**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Proyecto: ejemplo teórico

Archivo: ejemplo

Fecha: 21/1/2005

ESTABILIDAD GLOBAL

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	1,16 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	8,70 m
Radio del arco	:	9,78 m
Número de superficies analizadas	:	63
Coef. de seg. contra la rotura global	:	2,15

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{\text{Máx.}}$ kN/m ²	$\tau_{\text{Adm.}}$ kN/m ²	$\sigma_{\text{Máx.}}$ kN/m ²	$\sigma_{\text{Adm.}}$ kN/m ²
1	5,18	348,63	133,15	296,62	44,38	94,78	204,88	
2	4,19	302,18	103,66	348,67	34,55	84,79	130,94	545,79
3	3,14	202,21	70,76	209,58	28,30	71,99	97,55	
4	2,09	119,23	43,01	112,07	21,50	58,27	63,43	
5	0,99	24,99	13,50	10,48	13,50	35,93	29,80	

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

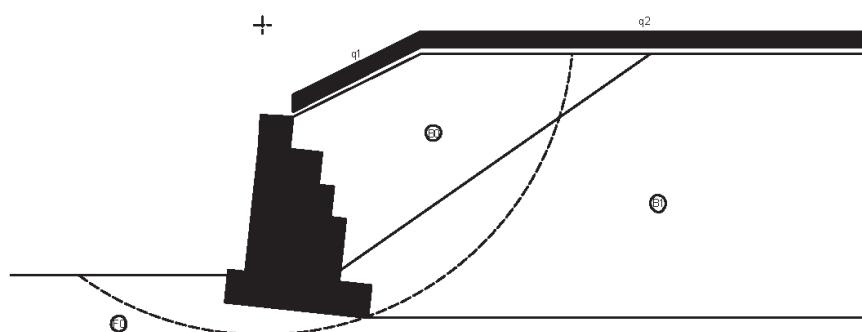
GawacWin 1.0**Página 5**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Proyecto: ejemplo teórico

Archivo: ejemplo

Fecha: 21/1/2005

**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B0	18,00	0,00	30,00				
B1	18,50	10,00	35,00	F0	18,50	10,00	35,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q1	25,00		
q2	25,00		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	2,92	Tensión en la base (izq.)	201,65kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	2,83	Tensión en la base (der.)	30,56kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2,15	Máx. tensión aceptable	734,61kN/m ²

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

3.9 Casos de Obras

3.9.1 Caso 01

Como primer caso práctico, será analizada la estabilidad de un muro en gaviones construido en 1991 en la Avenida dos Ferroviários, en la ciudad de Jundiaí, Estado de São Paulo – BRASIL. El análisis será realizado con el método del Equilibrio Límite.

La figura 3.9.2 muestra la geometría de la sección del muro y del macizo y la figura 3.9.1 muestra una vista general de la estructura en el año 2003.



Figura 3.9.1 – Vista general de la obra en 2003

3.9.1.1 Datos del problema

Para la verificación de la estabilidad del muro de contención en gaviones mostrado en la figura 3.9.1 y detallado en la figura 3.9.2, fueron realizados sondeos en el suelo (mismo material en la base y en el relleno compactado) y sondeo de reconocimiento en el local de la obra, siendo definidas las siguientes características:

- **Macizo contenido:**

- Peso específico del suelo: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$.

- Ángulo de fricción interno: $\phi = 25^\circ$.

- Cohesión: $c = 1,0 \text{ tf/m}^2$.

- **Fundación:** las mismas características anteriormente informadas y

- Carga máxima admisible: $q_{adm} = 3,0 \text{ kgf/cm}^2$.

- **Para los gaviones fue considerado:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,60 \text{ tf/m}^3$.

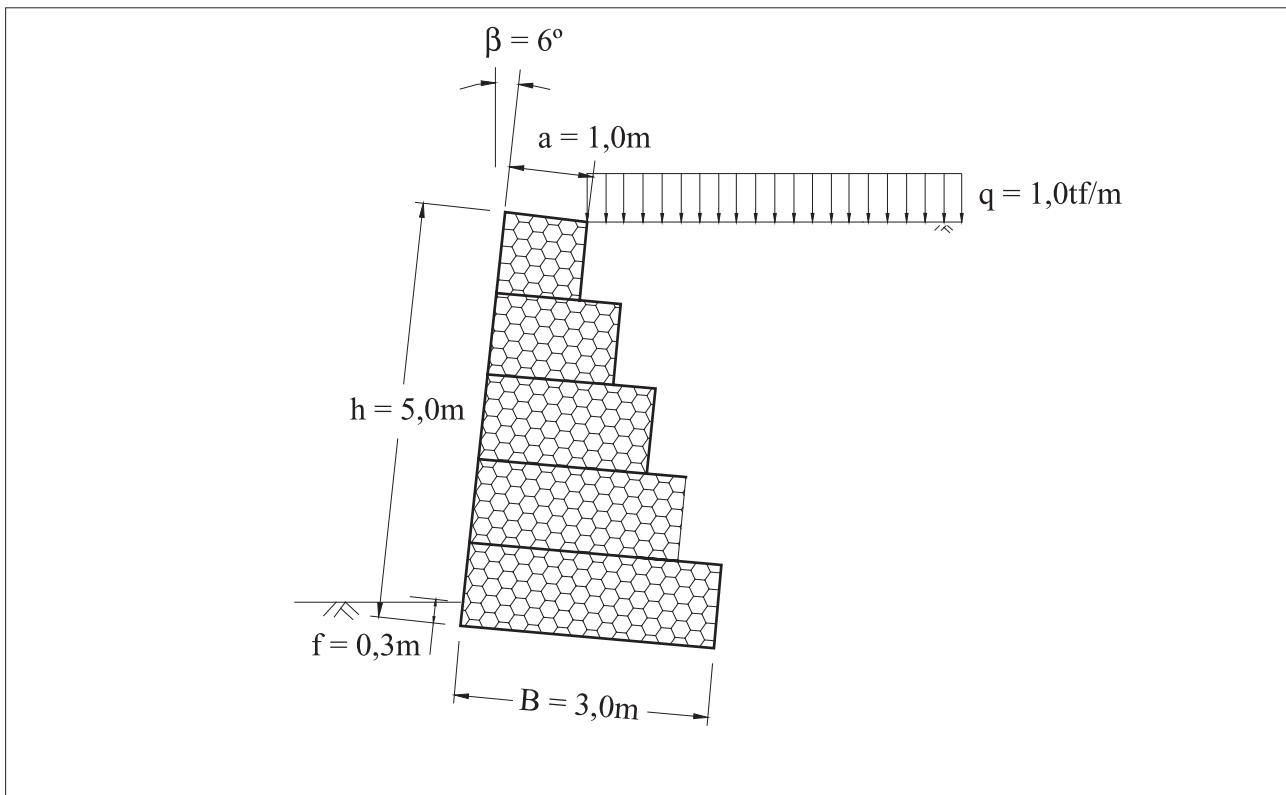


Figura 3.9.2 – Representación gráfica de la sección crítica de la estructura construida

- Porosidad: $n = 30\%$.

La superficie superior del macizo contenido es horizontal “ $i = 0$ ” y sobre la misma está aplicada una carga uniformemente distribuida “ $q = 1,0 \text{ tf/m}^2$ ”.

3.9.1.2 Superficie de aplicación del empuje activo

La superficie de aplicación del empuje activo es considerada como el plano medio que une las extremidades inferior y superior de las camadas de gaviones de la base y del tope del muro, como indicado en la figura 3.9.3 juntamente con las fuerzas que actúan sobre la estructura.

El ángulo “ α ” (figura 3.9.3) entre el plano de aplicación del empuje activo y la horizontal es definido como:

$$\alpha = \arctan \left(\frac{h}{B - a} \right) + \beta = \arctan \left(\frac{5}{3 - 1} \right) + 6 = 72^\circ$$

Siendo la altura total “H” dada por:

$$H = \frac{h \cdot \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha - \beta)} = \frac{5 \cdot \operatorname{sen} 74,2}{\operatorname{sen}(74,2 - 6)} = 5,18 \text{ m}$$

3.9.1.3 Cálculo del empuje activo “ E_a ”

El empuje activo “ E_a ”, en este caso, puede ser calculado con la teoría de Coulomb pero será realizado un análisis considerando el método del equilibrio límite.

Considerando el valor del ángulo de fricción entre el suelo y el muro “ $\delta = \phi$ ”, “ $i = 0$ ”, teniendo en cuenta las características de un suelo cohesivo como material de relleno y de fundación, y computando la presencia de una sobrecarga, podemos estimar el valor del empuje activo aplicado a la estructura.

Debido a la cohesión del suelo del relleno, tendremos la ocurrencia de grietas de tracción, que en la peor condición, estarán llenas de agua. La profundidad “ z_0 ” de tales grietas de tracción, considerando la presencia de la sobrecarga uniforme “ q ” distribuida sobre el macizo, será dada por:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \cdot 1,0}{1,80} \cdot \frac{1}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)} - \frac{1,0}{1,80} = 1,19 \text{ m}$$

La fuerza ejercida por el agua “ F_w ” contra las paredes de la grieta de tracción entonces será:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot z_0^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 1,19^2 = 0,71 \text{ tf/m}^2$$

La fuerza “C” debida a la cohesión del suelo es dada por esta cohesión “c” multiplicada por la área de la superficie de rotura, conforme indicado en la figura 3.9.4.

$$C = c \cdot \overline{AD}$$

(183)

Consecuentemente, el empuje activo “ E_a ”, considerando el método del equilibrio límite, será determinado de la siguiente manera:

- Deben ser definidas algunas superficies de rotura hipotéticas como indicado en la figura 3.9.4;
- Es definido entonces el equilibrio límite de las varias cuñas formadas por las superficies de rotura diseñadas;
- El equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo posibilita la determinación de “ E_a ” para cada cuña analizada, conforme el cálculo que sigue.

$$E_a = \frac{(P + Q) \cdot \sin(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos(\rho - \phi) - C \cdot \cos \phi}{\sin(\alpha - \rho - \phi - \delta)}$$

(184)

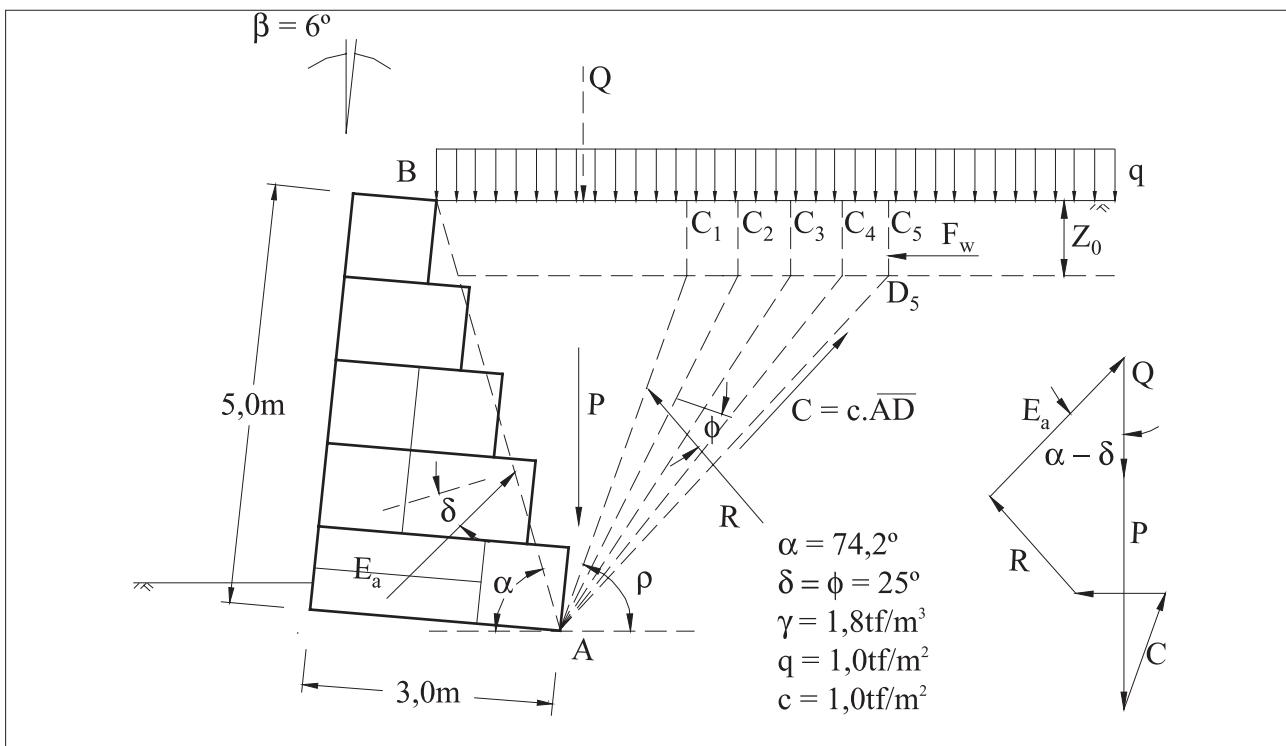


Figura 3.9.3 – Aplicación del método del equilibrio límite a suelos cohesivos

donde “P” es el peso de la cuña, “Q” es la parcela de la sobrecarga que se encuentra por arriba de la misma, “ F_w ” es la presión hidrostática ejercida por el agua contenida en las grietas de tracción y “C” es la fuerza resistente provocada por la cohesión (figura 3.9.4).

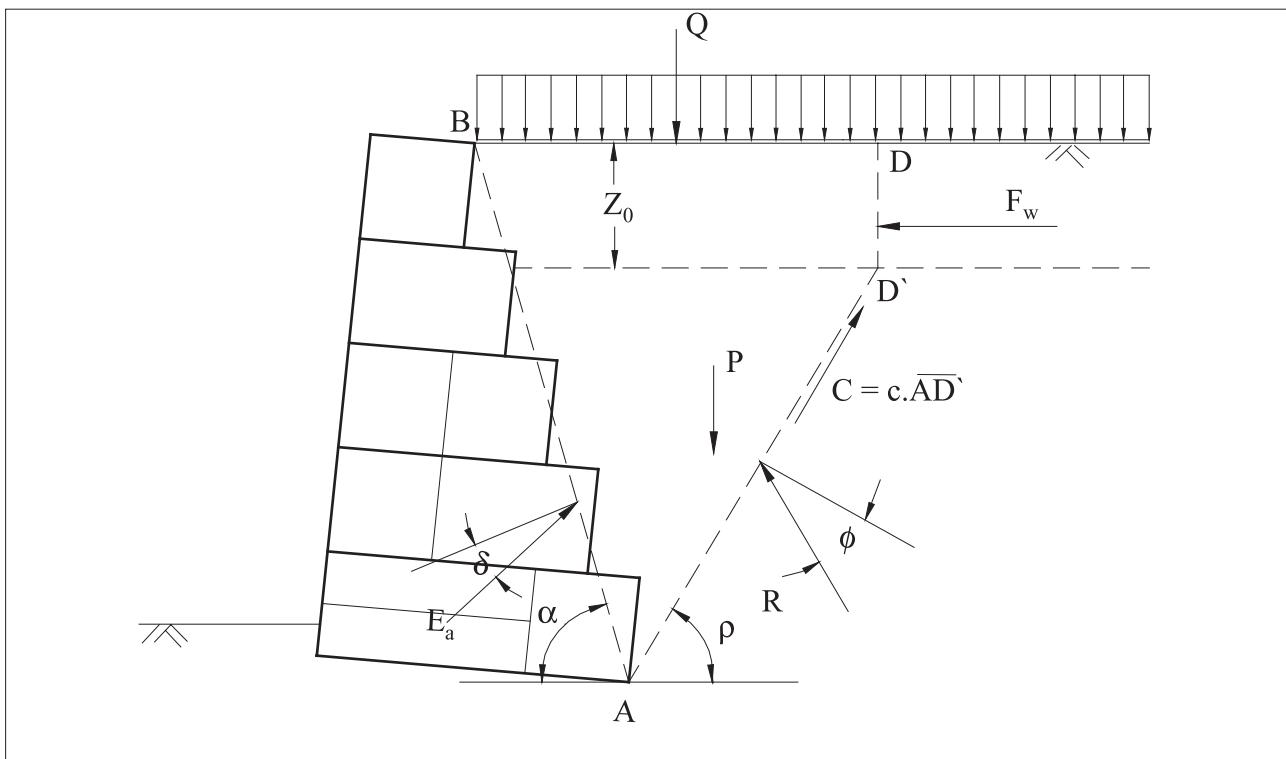


Figura 3.9.4 – Fuerzas existentes sobre la cuña de suelo cohesivo

Se obtienen, así, los valores del empuje activo en función de la superficie de rotura, al variar el ángulo “ ρ ” (figura 3.9.5).

3.9.1.4 Determinación de “E_a” para la cuña de suelo formada con $\rho = 70^\circ$

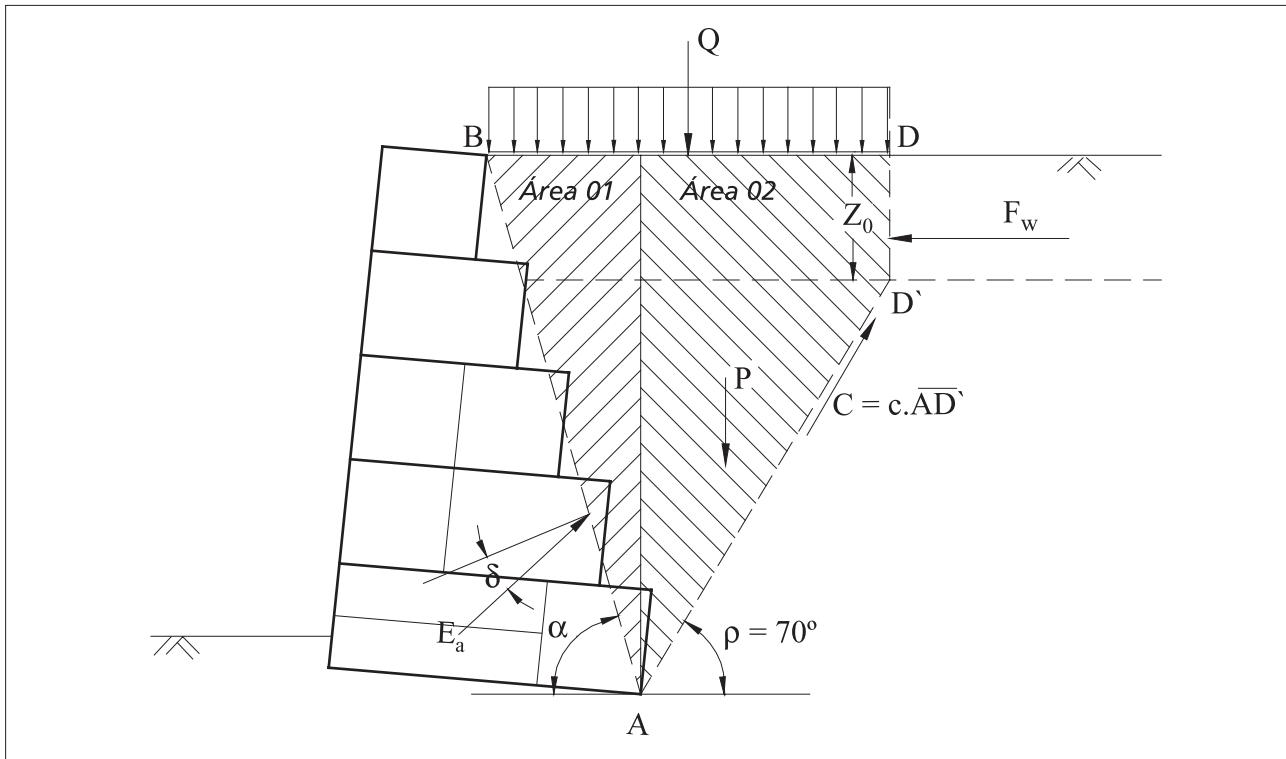


Figura 3.9.5 - Esquema estático por la situación $\rho = 70^\circ$

a) peso de la cuña de suelo “P”, figura 3.9.5:

$$P = (\text{Área 01} + \text{Área 02}) \cdot \gamma_{\text{solo}}$$

(185)

donde

$$\text{Área 01} = 3,80 \text{m}^2$$

$$\text{Área 02} = 4,63 \text{m}^2$$

tenemos así:

$$P = (3,80 + 4,63) \cdot 1,80 = 15,17 \text{tf/m}$$

b) sobrecarga considerada “Q”, figura 3.9.5:

$$Q = q \cdot \overline{BD}$$

(186)

$$Q = 1,0 \cdot 2,92 = 2,92 \text{ tf/m}$$

c) Fuerza debida a la cohesión del suelo “C”, figura 3.9.5:

$$C = c \cdot \overline{AD}$$

(187)

donde:

$$\overline{AD}' = 4,25 \text{ m}$$

tenemos así:

$$C = 1,0 \cdot 4,25 = 4,25 \text{ m}$$

por lo tanto el valor de “E_a” para la cuña analizada “ρ = 70°” será:

$$E_a = \frac{(P + Q) \cdot \sin(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos(\rho - \phi) - C \cdot \cos \phi}{\sin(\alpha - \rho - \phi - \delta)}$$

(188)

y

$$E_a = \frac{(15,17 + 2,92) \cdot \sin(70 - 25) + 0,71 \cdot \cos(70 - 25) - 4,25 \cdot \cos 25}{\sin(74,2 - 70 - 25 - 25)} = 9,47$$

Los cálculos son repetidos para cada variación del ángulo “ ρ ”. Los resultados están indicados en la tabla 3.9.1.

Cuña	P [tf/m]	Q [tf/m]	C [tf/m]	F _w [tf/m]	ρ [graus]	E _a [tf/m]
1	15,16	2,92	4,25	0,71	70,00	9,4601
2	17,50	3,33	4,40	0,71	65,00	9,9464
3	17,98	3,41	4,44	0,71	64,00	9,9939
4	18,49	3,50	4,48	0,71	63,00	10,0496
5	18,99	3,59	4,52	0,71	62,00	10,0817
6	19,51	3,68	4,56	0,71	61,00	10,1078
7	20,03	3,77	4,61	0,71	60,00	10,1064
8	20,20	3,80	4,62	0,71	59,70	10,1166
9	20,57	3,86	4,65	0,71	59,00	10,1065
10	21,13	3,96	4,70	0,71	58,00	10,0942
11	21,69	4,06	4,76	0,71	57,00	10,0518

Tabla 3.9.1 – Empujes obtenidos de los equilibrios de las cuñas

Con estos valores fue construido el gráfico mostrado en la figura 3.9.6. A partir de esta se puede determinar la posición de la cuña crítica y el valor del empuje total:

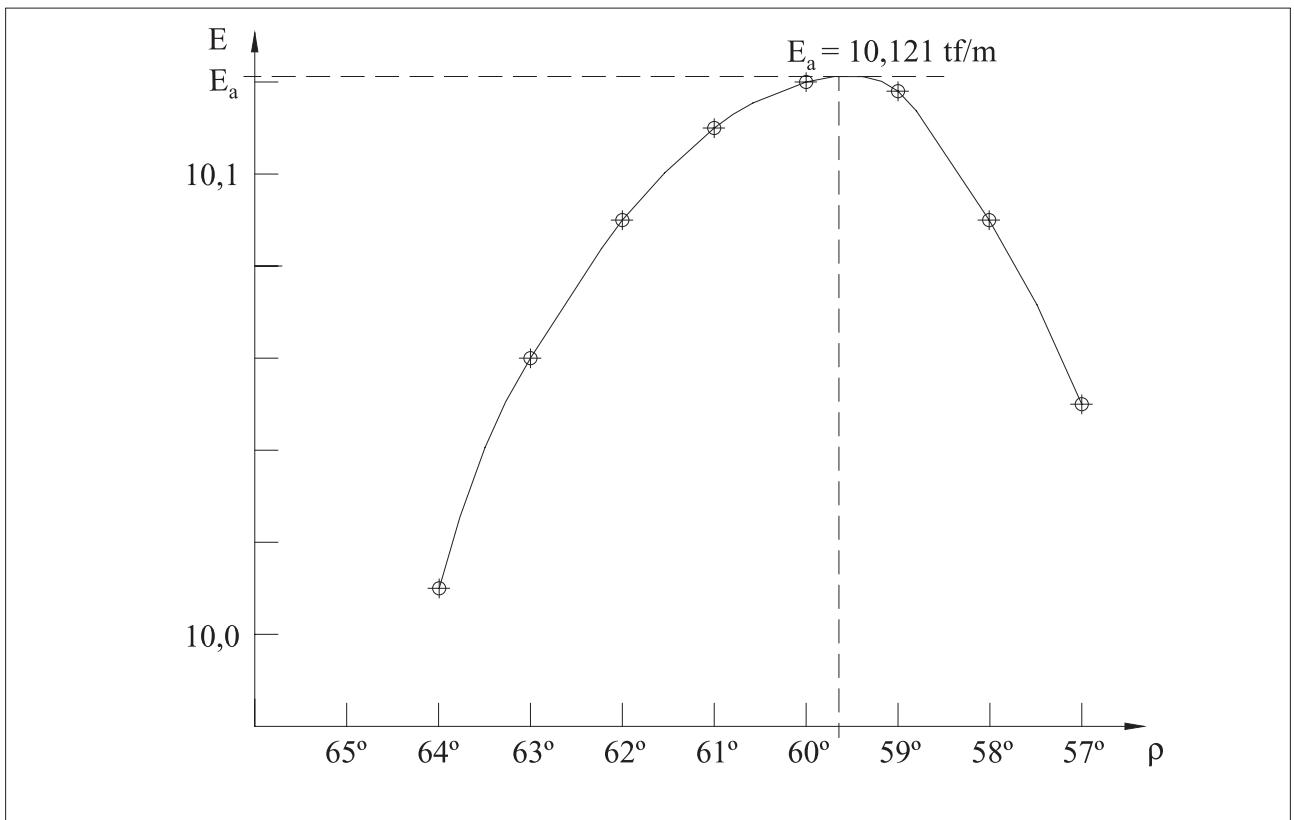


Figura 3.9.6 – Variación del empuje con la superficie de rotura

Tenemos así:

$$E_a = 10,12 \text{ tf/m} \quad \text{y} \quad \rho = 59,70^\circ$$

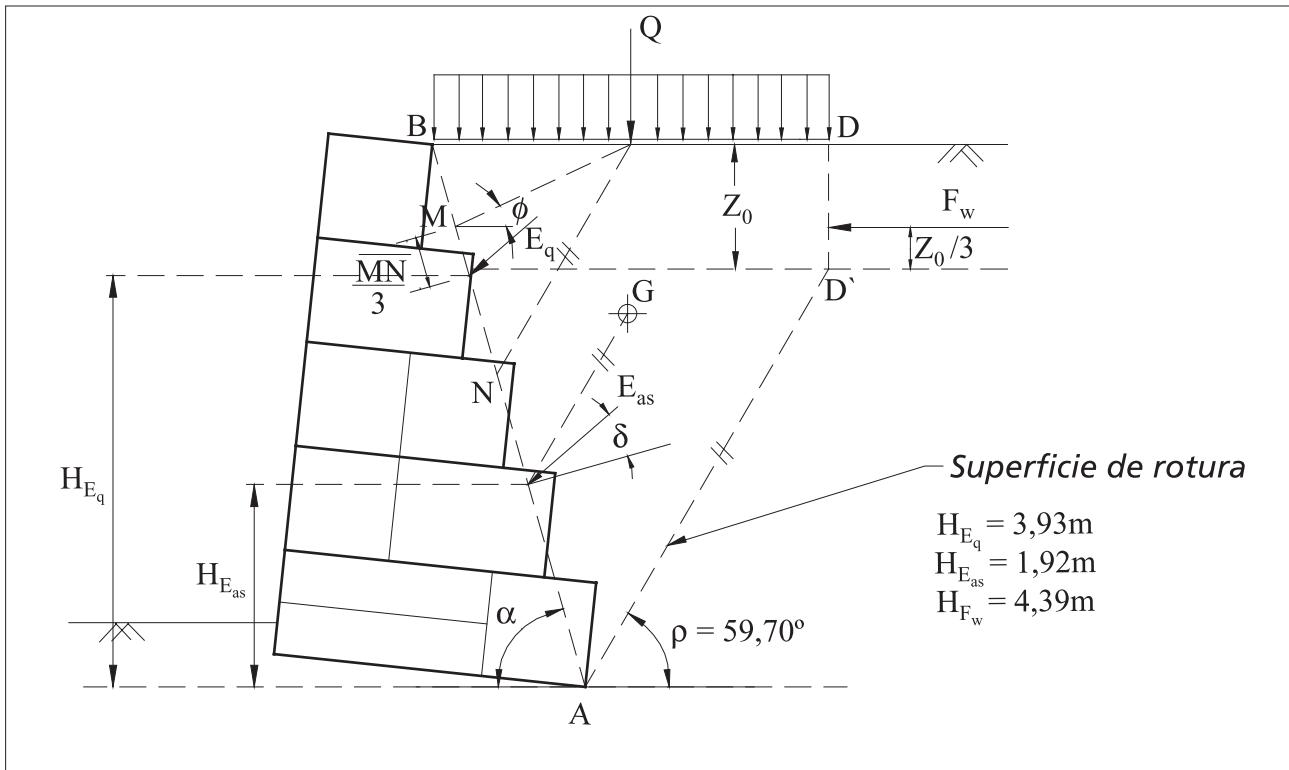


Figura 3.9.7 - Punto de aplicación de los empujes debido a la sobrecarga, suelo y presión hidrostática

Para la determinación del punto de aplicación de “ E_a ”, los efectos de la sobrecarga “ Q ” y de la fuerza ejercida por el agua contra las paredes de la grieta de tracción “ F_w ” deben ser separados del efecto del suelo, siendo los empujes generados por tales fuerzas determinados como indicado a seguir.

Para la sobrecarga:

$$E_q = Q \cdot \frac{\sin(\rho_{\text{crit}} - \phi)}{\sin(\alpha - \rho_{\text{crit}} - \phi - \delta)}$$

(189)

$$E_q = (q \cdot \overline{BD}) \cdot \frac{\sin(\rho_{\text{crit}} - \phi)}{\sin(\alpha - \rho_{\text{crit}} - \phi - \delta)}$$

(190)

donde:

$$\overline{BD} = H \cdot \tan(90^\circ - \alpha) + (H - Z_0) \cdot \tan(90^\circ - \rho_{\text{crit}})$$

(191)

$$\overline{BD} = 5,18 \cdot \tan(90 - 74,20) + (5,18 - 1,19) \cdot \tan(90 - 59,70) = 3,80 \text{ m}$$

tenemos así:

$$E_q = (1 \cdot 3,80) \cdot \frac{\sin(59,70 - 25)}{\sin(74,20 - 59,70 - 25 - 25)} = 2,17 \text{ tf/m}$$

Cuyo punto de aplicación será:

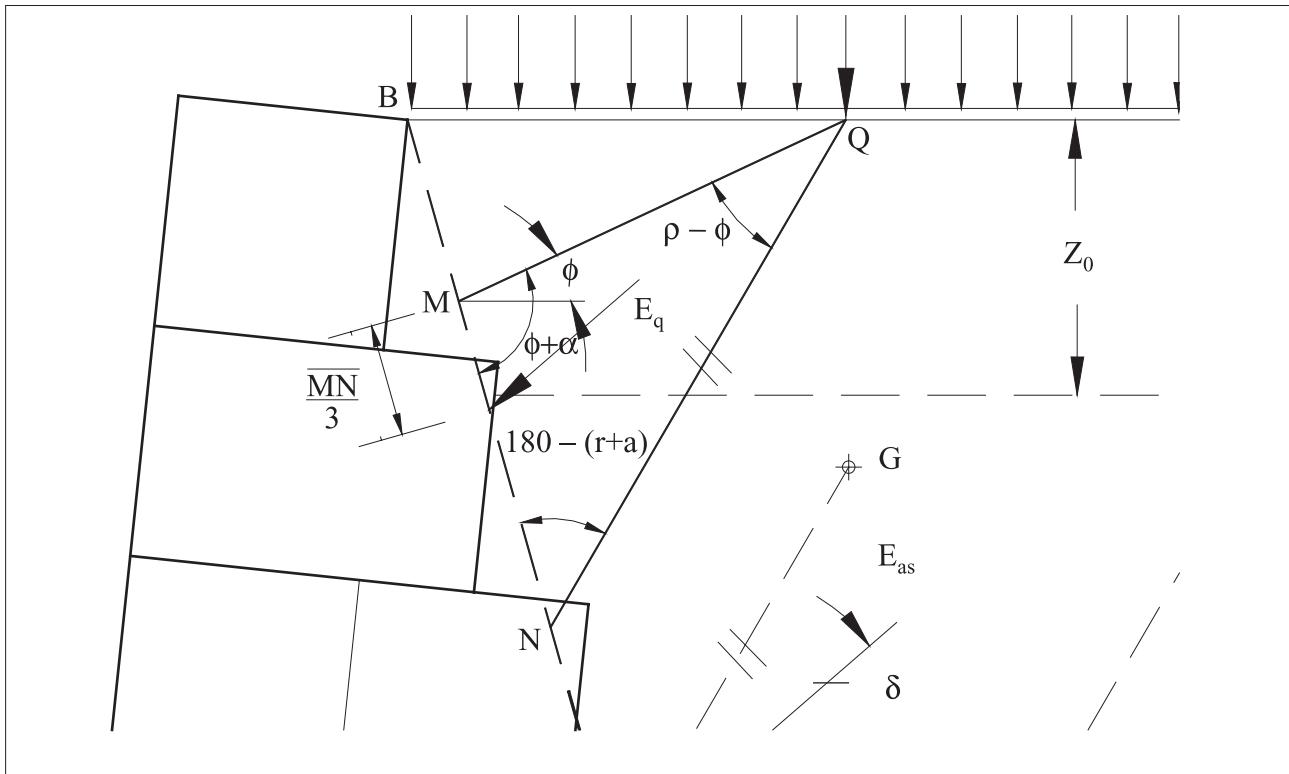


Figura 3.9.8 – Detalle de la figura 3.9.7 para la determinación de la distancia MN

Para la fuerza ejercida por el agua contra las paredes de la grieta de tracción:

$$E_{F_w} = F_w \cdot \frac{\cos(\rho_{crit} - \phi)}{\sin(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)}$$

(192)

$$E_{F_w} = 0,71 \cdot \frac{\cos(59,70 - 25)}{\sin(74,20 - 59,70 - 25 - 25)} = 0,59 \text{ tf/m}$$

Para el suelo tendremos:

$$E_{as} = P \cdot \frac{\sin(\rho_{crit} - \phi)}{\sin(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} - \left[C \cdot \frac{\cos \phi}{\sin(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \right]$$

(193)

$$E_{as} = P \cdot \frac{\sin(\rho_{crit} - \phi)}{\sin(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} - \left[c \cdot \overline{AD} \cdot \frac{\cos \phi}{\sin(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \right]$$

(194)

donde:

$$\overline{AD}' = \sqrt{(H - Z_0)^2 + [(H - Z_0) \cdot \tan(90^\circ - \rho_{crit})]^2}$$

(195)

$$\overline{AD}' = \sqrt{(5,18 - 1,19)^2 + [(5,18 - 1,19) \cdot \tan(90 - 59,70)]^2} = 4,62 \text{ m}$$

Tenemos así:

$$E_{as} = 20,23 \cdot \frac{\sin(59,70 - 25)}{\sin(74,20 - 59,70 - 25 - 25)} - \left[1 \cdot 4,62 \cdot \frac{\cos 25}{\sin(74,20 - 59,70 - 25 - 25)} \right]$$

$$E_{as} = 11 \cdot 54 - 4,21 = 7,36 \text{ tf/m}$$

Los empujes provocados por el suelo y por las dos partes de la sobrecarga, así como sus puntos de aplicación sobre el muro de contención están indicados en la figura 3.9.7 y relacionados en la tabla 3.9.2 que sigue:

Empuje	Valor	H_E
E_{as}	7,36tf/m	1,92m
E_q	2,17tf/m	3,93m
E_{F_w}	0,59tf/m	4,39m

Tabla 3.9.2 – Empujes causados por el suelo y por las dos partes de la sobrecarga

El punto de aplicación del empuje total puede ser determinado del centro de gravedad de las fuerzas mencionadas. Así se obtiene:

$$H_{E_a} = 2,49\text{m}$$

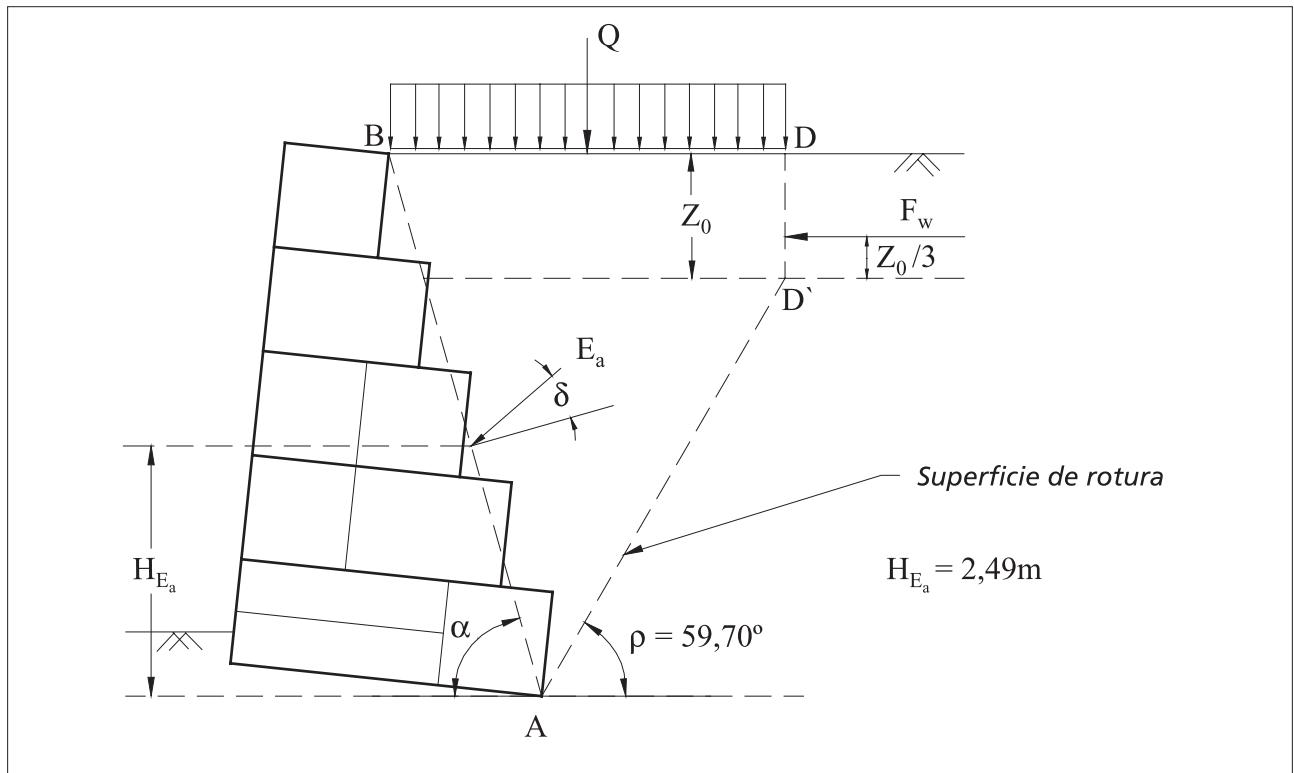


Figura 3.9.9 – Punto de aplicación del empuje activo

OBS.: El empuje pasivo generado por la ficha de 0,30 m no fue considerado, siendo que durante todo el tiempo de la construcción esta camada de suelo no existiría.

3.9.1.5 Peso de la estructura

El peso específico de los gaviones “ γ_g ” es dado por:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) \quad (196)$$

$$\gamma_g = 2,60 \cdot (1 - 0,30) = 1,82 \text{tf/m}^3$$

y el área “S” de la sección transversal del muro es:

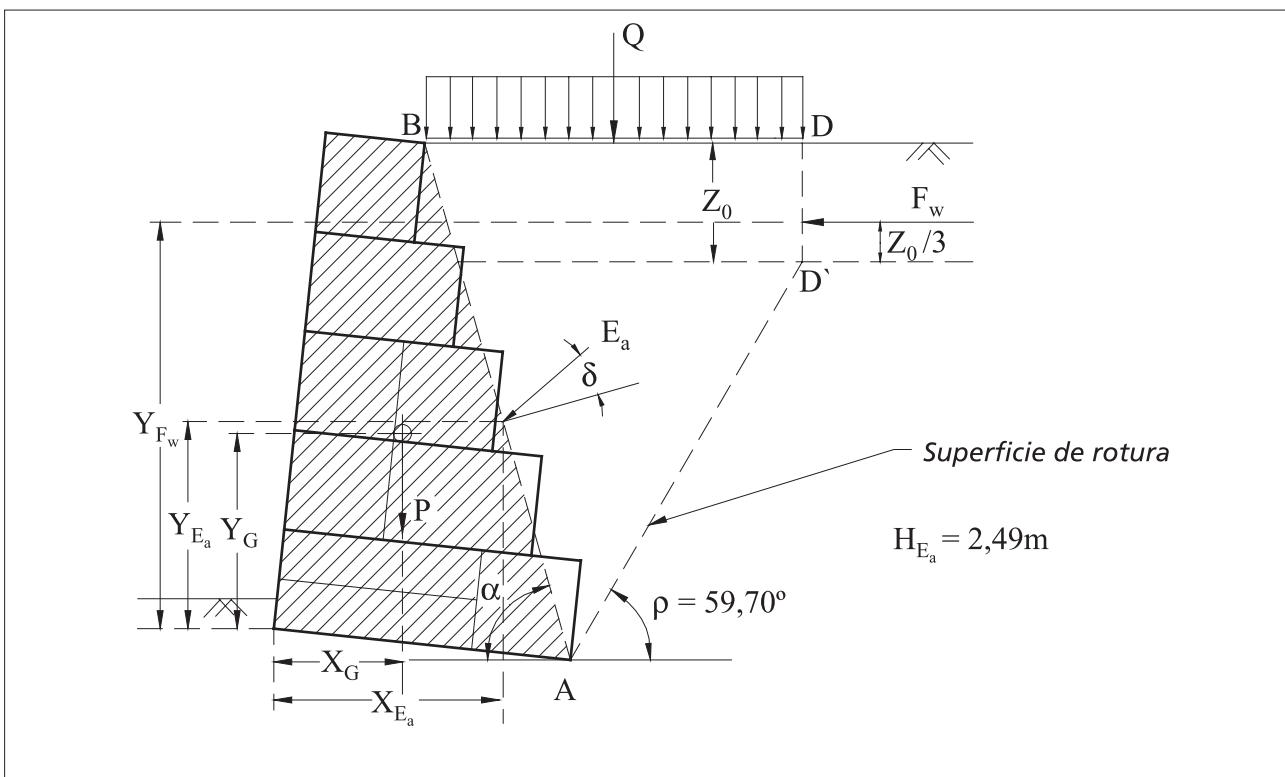


Figura 3.9.10 – Área considerada e brazos del momento de las fuerzas

$$S = h \cdot a + \frac{(B - a) \cdot h}{2} \quad (197)$$

$$S = 5,00 \cdot 1,00 + \frac{(3,00 - 1) \cdot 5}{2} = 10,0 \text{m}^2$$

El peso total del muro “P” será entonces:

$$P = \gamma_g \cdot S \quad (198)$$

$$P = 1,82 \cdot 10 = 18,2 \text{tf/m}$$

Para el cálculo de la posición del centro de gravedad “G” del muro, en primer lugar se determinan sus coordenadas para un sistema de ejes “x” e “y” alineado con la base de la estructura.

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h \cdot (B^2 + a \cdot B - 2 \cdot a^2)}{S}$$

(199)

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 5,00 + \frac{1}{6} \cdot 5,00 \cdot (3,00^2 + 1,00 \cdot 3,00 - 2 \cdot 1,00^2)}{10} = 1,08\text{m}$$

y

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot h^2 \cdot (B - a)}{S}$$

(200)

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1,00 \cdot 5,00^2 + \frac{1}{6} \cdot 5,00^2 \cdot (3,00 - 1,00)}{10} = 2,08\text{m}$$

Las coordenadas “ x_G ” e “ y_G ” del centro de gravedad de la sección son:

$$x_G = x'_G \cdot \cos \beta + y'_G \cdot \sin \beta$$

(201)

$$x_G = 1,08 \cdot \cos 6^\circ + 2,08 \cdot \sin 6^\circ = 1,29\text{m}$$

y

$$y_G = x'_G \cdot \sin \beta + y'_G \cdot \cos \beta$$

(202)

$$y_G = 1,08 \cdot \sin 6^\circ + 2,08 \cdot \cos 6^\circ = 1,96\text{m}$$

3.9.1.6 Seguridad contra el deslizamiento

La fuerza normal “N” que actúa en la base del muro es dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta)$$

(203)

$$N = 18,20 \cdot \cos 6^\circ + 10,12 \cdot \cos (74,20 - 25 - 6) = 25,48 \text{tf/m}$$

Adoptando el ángulo de fricción “ δ^* ” entre el suelo de fundación y la base del muro como “ $\delta^* = \phi = 25^\circ$ ”, la fuerza de resistencia disponible “ T_d ” será dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^*$$

(204)

$$T_d = 25,48 \cdot \tan 25 = 11,88 \text{tf/m}$$

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \sin \beta}$$

(205)

$$F_d = \frac{11,88}{10,12 \cdot \sin (74,20 - 25 - 6) - 18,20 \cdot \sin 6} = 2,36 > 1,50$$

3.9.1.7 Seguridad contra el vuelco

Las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo “ E_a ” son:

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan (90 - \alpha)$$

(206)

$$x_{E_a} = 3 \cdot \cos 6^\circ - 2,49 \cdot \tan (90 - 74,20) = 2,28 \text{m}$$

y

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \sin \beta$$

(207)

$$y_{E_a} = 2,49 - 3 \cdot \sin 6^\circ = 2,18 \text{m}$$

Para el empuje hidrostático será necesaria la coordenada "y" del punto de aplicación, que vale:

$$y_{F_w} = \frac{h \cdot \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha - \beta)} - B \cdot \operatorname{sen} \beta - \frac{2}{3} \cdot Z_0 \quad (208)$$

$$y_{F_w} = \frac{5 \cdot \operatorname{sen} 74,20}{\operatorname{sen}(74,20 - 6^\circ)} - 3 \cdot \operatorname{sen} 6^\circ - \frac{2}{3} \cdot 1,19 = 4,07 \text{ m}$$

El momento de vuelco será dado por el momento de la componente horizontal del empuje activo, sumado al momento generado por la fuerza hidrostática actuante sobre la pared de la grieta de tracción:

$$M_{E_{ah}} = E_a \cdot \cos(90 - \alpha + \delta) \cdot y_{E_a} + F_w \cdot y_{F_w} \quad (209)$$

$$M_{E_{ah}} = 10,12 \cdot \cos(90 - 74,2 + 25) \cdot 2,18 + 0,71 \cdot 4,07 = 19,59 \text{ tf/m}$$

Los momentos resistentes son los momentos del peso propio de la estructura y el momento de la componente vertical del empuje activo:

$$M_p = P \cdot x_G \quad (210)$$

$$M_p = 18,20 \cdot 1,29 = 23,48 \text{ tf/m}$$

y

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \operatorname{sen}(90 - \alpha + \delta) \cdot x_{E_a} \quad (211)$$

$$M_{E_{av}} = 10,12 \cdot \operatorname{sen}(90 - 74,20 + 25) \cdot 2,28 = 15,08 \text{ tf/m}$$

el valor del coeficiente de seguridad contra el vuelco es:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}}} = \frac{23,48 + 15,08}{19,59} = 1,97 > 1,50$$

3.9.1.8 Presiones en la fundación

La distancia “d” entre el punto de aplicación de “N” y el fulcro del vuelco es dada por:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}}}{N}$$

(212)

$$d = \frac{23,48 + 15,08 - 19,59}{25,48} = 0,74\text{m}$$

y la excentricidad “e” es:

$$e = \frac{B}{2} - d = 0,76\text{m} > \frac{B}{6} = 0,50\text{m}$$

La presión crítica será entonces:

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$

(213)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot 25,48}{3 \cdot 0,74} = 22,95\text{tf/m} < q_{\text{adm}} = 30,0\text{tf/m}$$

3.9.1.9 Secciones intermedias

Para cada sección intermedia entre las camadas de gaviones son determinadas las tensiones normales y de corte actuantes. Para esto son determinados el empuje activo y el peso de los gaviones colocados arriba de la sección analizada.

Para la primera sección intermedia, arriba de la base (figura 3.9.11), es entonces calculado, de manera análoga a la ya indicada:

$\alpha = 75,44^\circ$	$y_{E_a} = 1,18\text{m}$	$N = 17,00\text{tf/m}$
$H = 4,13\text{m}$	$P = 11,76\text{m}$	$M_p = 14,01\text{tf/m}$
$E_a = 6,07\text{tf/m}^2$	$x_G = 1,10\text{m}$	$M_{E_a} = M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = 0,44\text{tf/m}$
$x_{E_a} = 2,11\text{tf/m}^2$	$y_G = 1,60\text{m}$	$d = 0,85\text{m}$

Las distancias y los momentos arriba mencionados son determinados en relación al fulcro del vuelco de la sección intermedia, que es ubicado en la extremidad inferior de la sección frontal del muro (punto "F" en la figura 3.9.10).

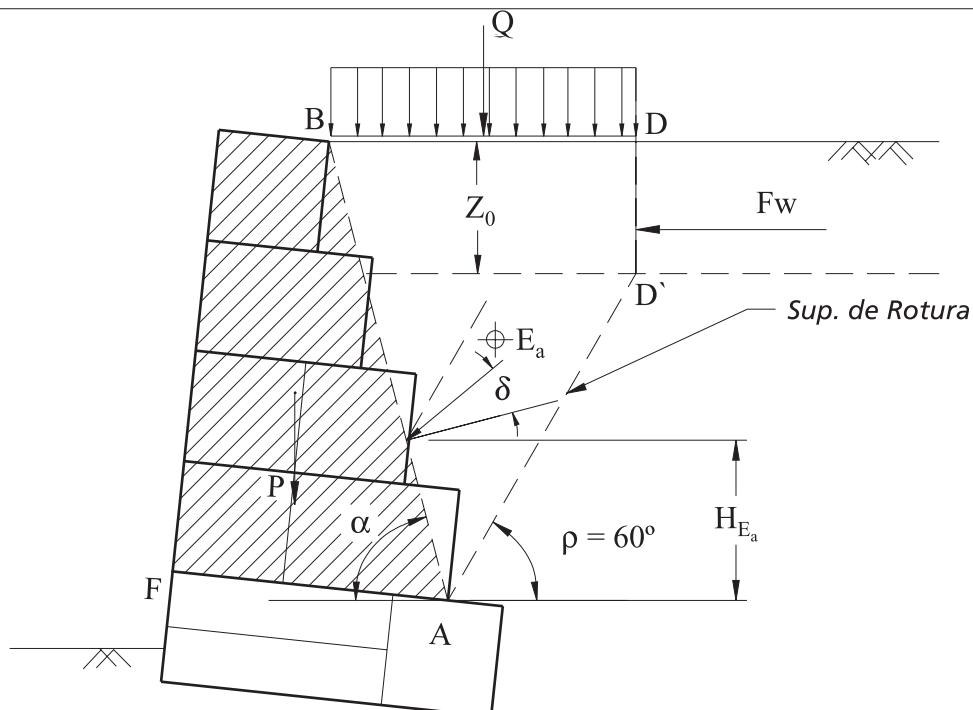


Figura 3.9.11 – Primera sección intermedia, arriba de la base

El ángulo de fricción disponible a lo largo de la sección intermedia “ δ^* ” es dado por:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (214)$$

$$\delta^* = 25 \cdot 1,68 - 10^\circ = 32^\circ$$

Para gaviones standard de 1.0 m de altura, considerando el peso de la malla metálica “ $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ “ la cohesión disponible en la sección intermediaria “ c_g “ será:

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 = 2,08 \text{ tf/m}$$

La máxima fuerza de corte admisible “ T_{adm} ”, a lo largo de la sección, será:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + c_g \cdot B$$

(215)

$$T_{adm} = 16,00 \cdot \tan 32 + 2,08 \cdot 2,50 = 15,21 \text{ tf/m}$$

y la fuerza de corte “ T ”, que actúa sobre la sección, es:

$$T = -P \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta)$$

(216)

$$T = -11,76 \cdot \sin 6^\circ + 6,06 \cdot \sin (75,44 - 25 - 6) = 3,01 \text{ tf/m} < T_{adm}$$

La máxima tensión normal admisible “ q_{adm} ” vale:

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 = 54,0 \text{ tf/m}^2$$

y la máxima tensión normal “ $q_{máx}$ ” que actúa sobre la sección es:

$$q_{máx} = \frac{N}{2 \cdot d} = \frac{16}{2 \cdot 0,66} = 12,12 \text{ tf/m}^2 < q_{adm}$$

Repetiendo el mismo cálculo para las otras secciones intermedias, se obtiene la tabla 3.9.3 que sigue.

Sección	T_{adm} [tf/m]	T [tf/m]	q_{adm} [tf/m ²]	$q_{máx}$ [tf/m ²]
1	15,21	3,01	54,00	12,12
2	10,20	1,48	54,00	8,95
3	6,23	0,55	54,00	5,53
4	3,27	0,20	54,00	2,11

Tabla 3.9.3 – Resultado de las verificaciones de las secciones intermedias

3.9.1.10 Estabilidad global

La verificación de la estabilidad global del conjunto suelo-estructura de contención es generalmente realizada utilizando el método de Bishop, que analiza la rotura a lo largo de superficies de rotura cilíndricas que contornan el muro de gaviones.

Para la realización de este análisis, normalmente son usados programas de computadora, siendo que la búsqueda de la superficie de rotura más crítica es muy trabajosa.

El programa de análisis GAWACWIN® realiza estos cálculos de manera automática y, para este caso, los resultados para la superficie cilíndrica más crítica son:

$$x_0 = -0,64 \text{ m}$$

$$y_0 = 5,17 \text{ m}$$

$$R = 6,60 \text{ m}$$

Donde “ x_0 ” e “ y_0 ” son las coordenadas del centro de la superficie crítica en relación al fulcro del vuelco y “ R ” es el radio.

El coeficiente de seguridad contra la rotura global “ F_g ” obtenido es:

$$F_g = 1,46$$

3.9.2 Caso 02

Como segundo caso práctico será analizada la estabilidad de un muro de gaviones construido en la ciudad de São José, en Costa Rica, en el barrio “Cerro Real”. La estructura tiene como finalidad la formación de terrazas en un terreno accidentado.

La figura 3.9.12 muestra la geometría del muro y del macizo.

3.9.2.1 Datos del problema

Para verificar la estabilidad del muro de contención en gaviones detallado en la figura 3.9.12, fueron realizados ensayos y sondeos de reconocimiento en el local de la obra, definiendo así las siguientes características:

- **Macizo contenido:**

- Peso específico del suelo: $\gamma = 1,70 \text{ tf/m}^3$.
- Ángulo de fricción interno: $\phi = 28^\circ$.
- Cohesión: $c = 0 \text{ t/m}^2$.

- **Fundación: las mismas características anteriormente indicadas y**

- Profundidad de la fundación: $f = 0,50 \text{ m}$.
- Presión admisible: $K_s = 15 \text{ t/m}^2$.

- **Para los gaviones fue considerado:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,40 \text{ tf/m}^3$.
- Porosidad: $n = 30\%$.

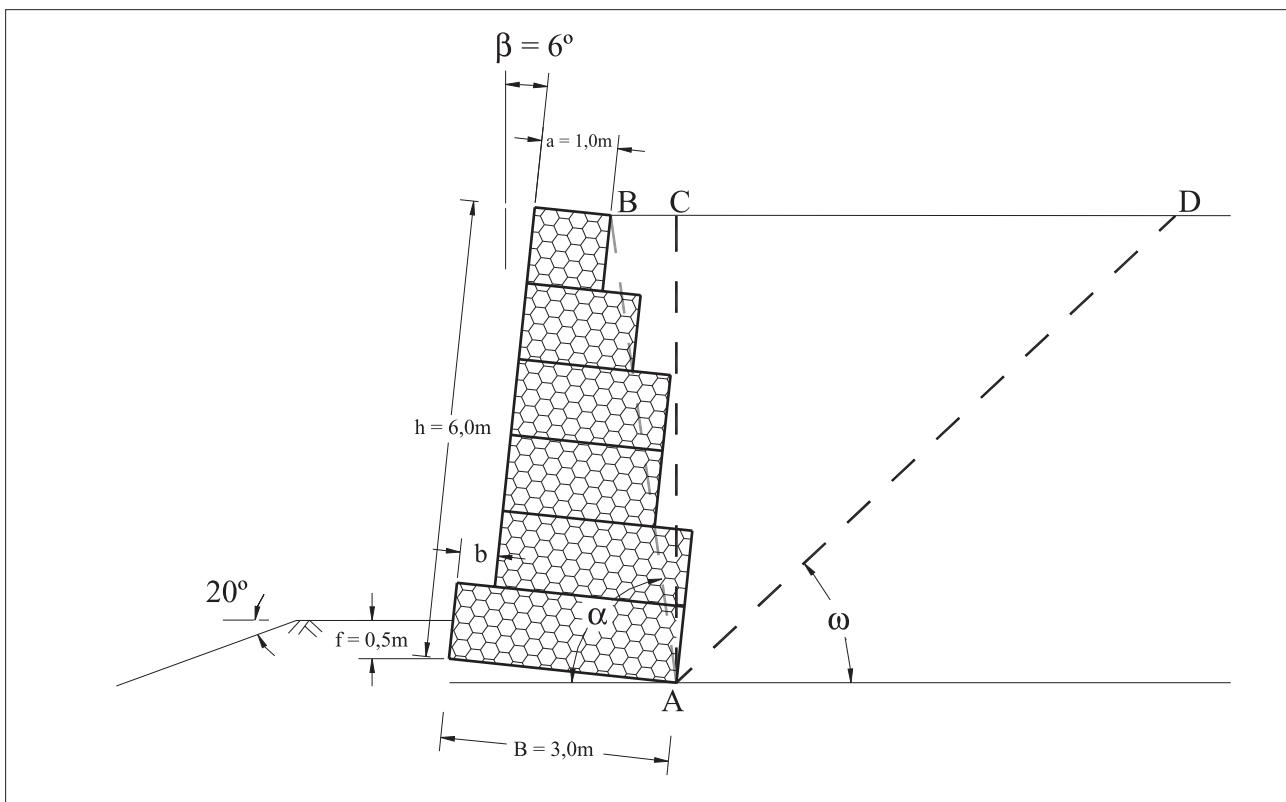


Figura 3.9.12 - Representación gráfica de la sección crítica de la estructura construida



Figura 3.9.13 – Vista general de la obra un año después de su conclusión (2003)

La superficie superior del macizo contenido es horizontal “ $i = 0$ ”.

3.9.2.2 Superficie de aplicación del empuje activo

La superficie de aplicación del empuje activo es definido a seguir e indicado en la figura 3.9.14 juntamente con las fuerzas que actúan contra la estructura.

El ángulo “ α ” entre el plano de aplicación del empuje activo y la horizontal es definido como:

$$\alpha = \arctan \left(\frac{h}{B - b - a} \right) + \beta = \arctan \left(\frac{6}{3 - 0,5 - 1} \right) + 6 = 82^\circ$$

siendo la altura total “ H ” dada por:

$$H = \frac{h \cdot \sin \alpha}{\sin (\alpha - \beta)} = \frac{6 \cdot \sin 82}{\sin (82 - 6)} = 6,12m$$

3.9.2.3 Cálculo del empuje activo “ E_a “

Como en el caso anterior, el empuje activo “ E_a “ será calculado considerando el método del Equilibrio Límite.

Considerando el valor del ángulo de fricción entre el suelo y el muro “ $\delta = \phi$ ”, “ $i = 0$ ”, teniendo en cuenta las características de los suelos de relleno y de fundación anteriormente indicadas, podemos estimar el valor del empuje activo actuante sobre la estructura.

Como ya explicado, el empuje activo “ E_a “, considerando el método del equilibrio límite, será determinado de la siguiente manera:

- son diseñadas algunas superficies de rotura hipotéticas como indicado en la figura 3.9.15;
- es analizado entonces el equilibrio de las varias cuñas formadas por las superficies de rotura trazadas;
- el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo posibilita la determinación de “ E_a ” para cada cuña analizada, conforme la fórmula:

$$E_a = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(217)

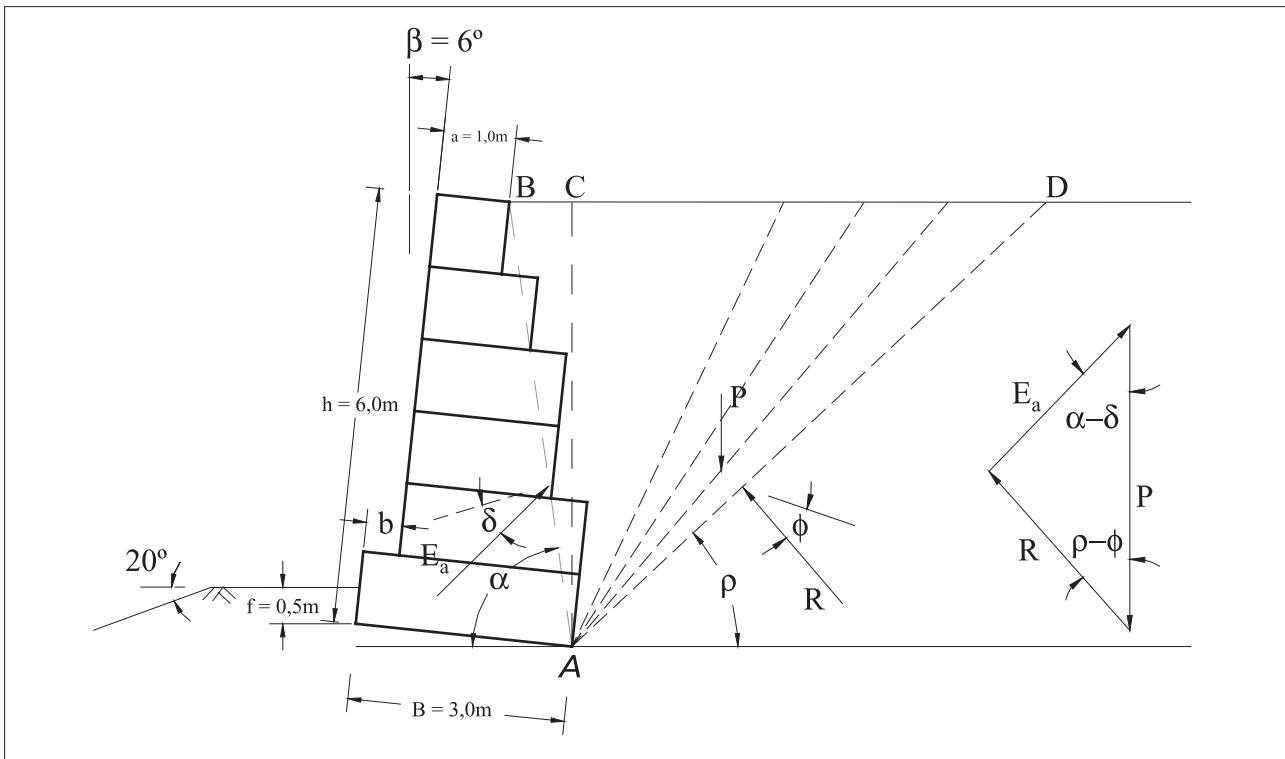


Figura 3.9.14 – Fuerzas que actúan sobre la estructura

donde "P" es el peso de la cuña de suelo formada entre la superficie de rotura y la superficie de aplicación del empuje activo (figura 3.9.14).

Se obtienen así los valores del empuje activo en función de la superficie de rotura, o sea variando el ángulo " ρ " (figura 3.9.14).

3.9.2.4 Determinación de " E_a " para la cuña de suelo formada con $\rho = 60^\circ$

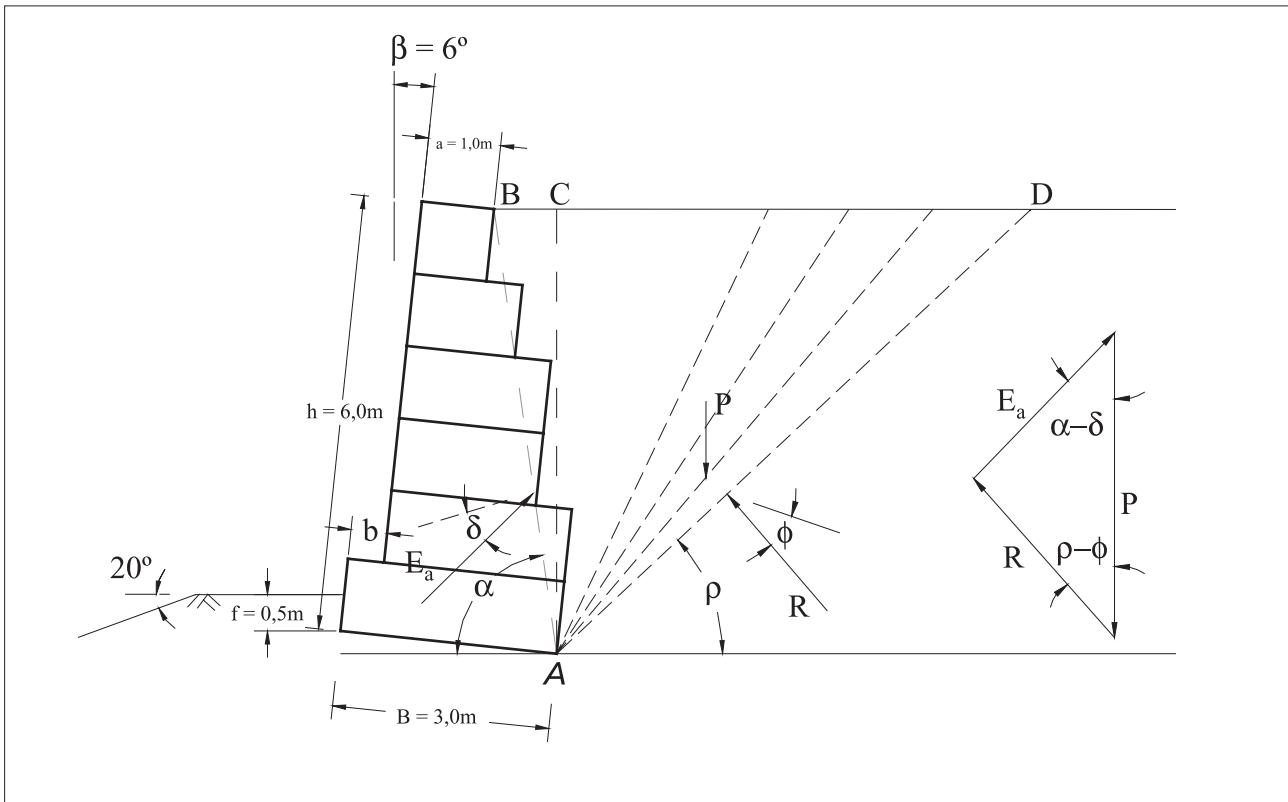


Figura 3.9.15 – Esquema estático para la situación $\rho = 60^\circ$

a) peso "P" de la cuña de suelo, figura 3.9.15:

$$P = (\text{Área 01} + \text{Área 02}) \cdot \gamma_{\text{solo}}$$

(218)

donde:

$$\text{Área 01 (A, B, C)} = 2,65 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 02 (A, B, C)} = 10,81 \text{ m}^2$$

Tenemos así:

$$P = (2,65 + 10,81) \cdot 1,70 = 22,88 \text{ tf/m}$$

Por lo tanto el valor de “ E_a ” para la cuña analizada “ $\rho = 60^\circ$ ” será:

$$E_a = P \cdot \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

(219)

$$E_a = 22,88 \cdot \frac{\sin(60 - 28)}{\sin(82 + 60 - 28 - 28)} = 12,15 \text{ tf/m}$$

Los cálculos son repetidos para cada variación del ángulo “ ρ ”. Los resultados son indicados en la tabla 3.9.4 que sigue.

Cuña	P [tf/m]	Q [tf/m]	C [tf/m]
1	22,88	60,00	12,1548
2	23,63	59,00	12,2176
3	24,39	58,00	12,2631
4	25,17	57,00	12,2954
5	25,97	56,00	12,3132
6	26,30	55,60	12,3181
7	26,79	55,00	12,3154
8	27,63	54,00	12,3006
9	28,49	53,00	12,2674
10	29,37	52,00	12,2145
11	30,28	51,00	12,1445

Tabla 3.9.4 – Empujes calculados de los equilibrios de las cuñas

Con estos valores fue construido el gráfico mostrado en la figura 3.9.16. Del mismo es posible determinar la posición de la cuña crítica y el valor del empuje total:

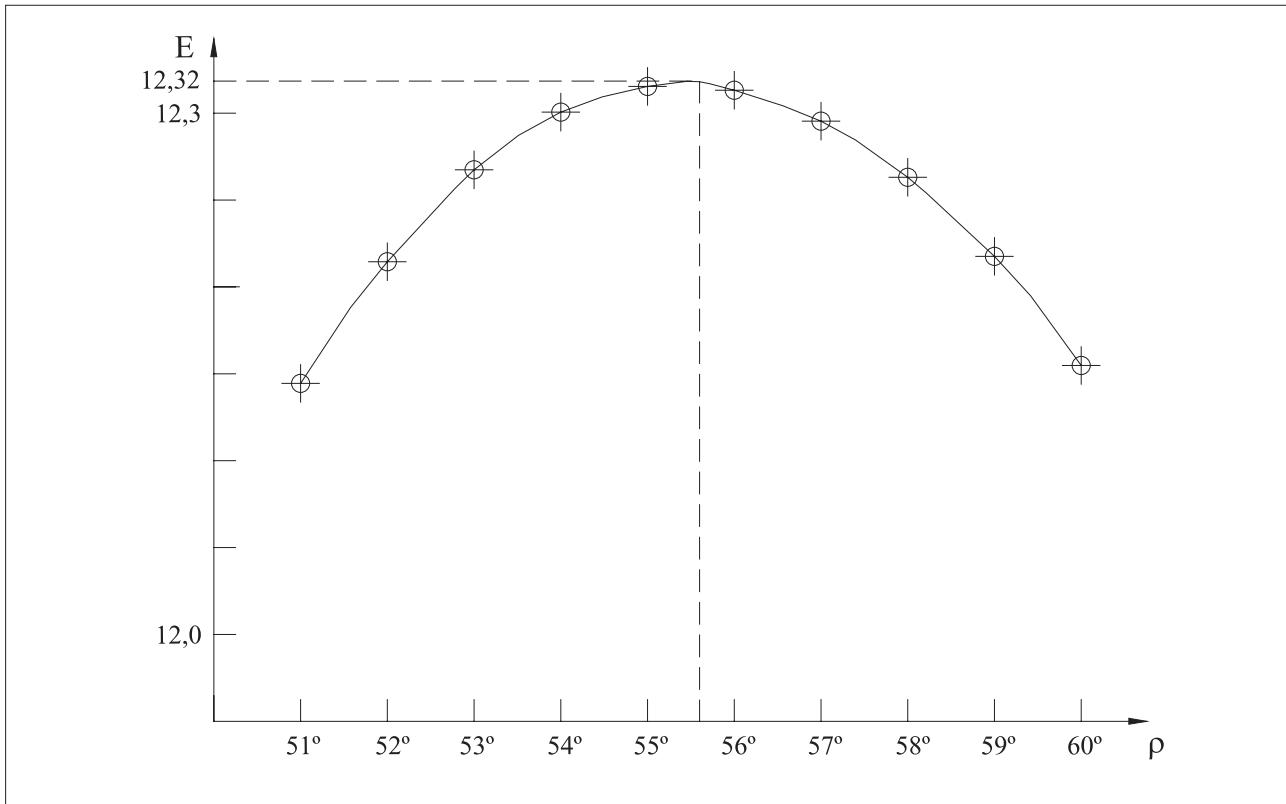


Figura 3.9.16 – Variación del empuje con la superficie de rotura

Tenemos así:

$$E_a = 12,32 \text{ tf/m}$$

$$\text{y} \quad \rho = 55,60^\circ$$

Para la definición del punto de aplicación del empuje activo, es definido el centro de gravedad “P” de la cuña de suelo formada por la superficie de rotura crítica y es diseñada una paralela a esta por este punto, como indicado en la figura 3.9.17. El punto de aplicación de “ E_a ” estará en el cruce de esta paralela con la superficie de aplicación del empuje.

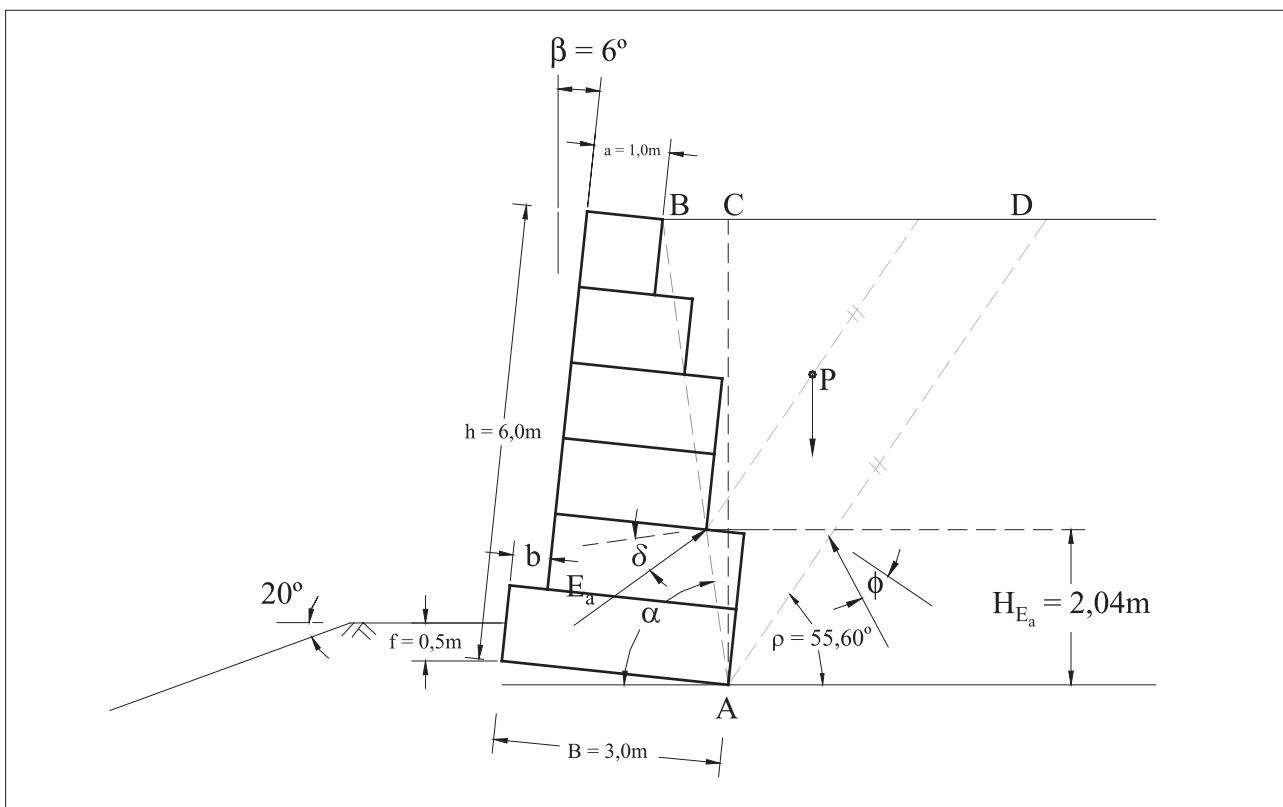


Figura 3.9.17 – Punto de aplicación del empuje

$$H_{E_a} = 2,04\text{m}$$

OBS.: el empuje pasivo generado por la parte enterrada de 0,50 m fue totalmente menospreciado, siendo que el terreno en frente a la estructura es inclinado formando un talud y, durante todo el período de construcción, esta camada de suelo no existía.

3.9.2.5 Peso de la estructura

El peso específico de los gaviones “ γ_g ” es dado por:

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

(220)

$$\gamma_g = 2,40 \cdot (1 - 0,30) = 1,68\text{tf/m}^3$$

y el área “S” de la sección transversal del muro es:

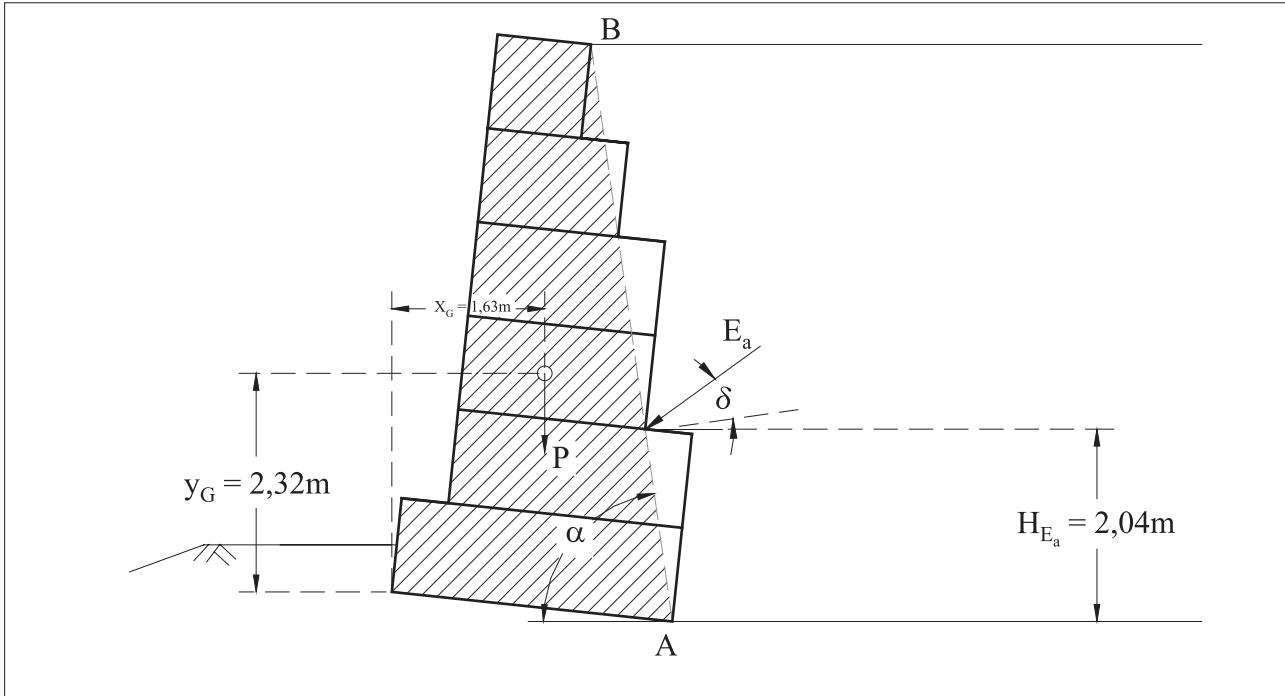


Figura 3.9.18 – Área considerada y brazos del momento de las fuerzas

$$S = 0,5 + h \cdot a + \frac{(B - 0,5 - a) \cdot h}{2} \quad (221)$$

$$S = 0,5 + 6,00 \cdot 1,00 + \frac{(3,00 - 0,5 - 1) \cdot 6}{2} = 11 \text{ m}^2$$

El peso total del muro “P” será entonces:

$$P = \gamma_g \cdot S \quad (222)$$

$$P = 1,68 \cdot 11 = 18,48 \text{ tf/m}$$

Para el cálculo de la posición del centro de gravedad “G” del muro, son determinadas en primer lugar sus coordenadas para un sistema de ejes “x” e “y”, alineados con la base de la estructura.

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + a \cdot b \cdot h + \frac{h \cdot (B - b - a)^2}{6} + \frac{h \cdot a (B - b - a)}{2} + \frac{h \cdot b (B - b - a)}{2} + \frac{b^2 \cdot (l)}{2}}{S} = 1,375 \text{ m}$$

y

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot h^2 \cdot (B - b - a) + \frac{b \cdot l^2}{2}}{S} \quad (223)$$

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1,00 \cdot 6,00^2 + \frac{1}{6} \cdot 6,00^2 \cdot (3,00 - 0,50 - 1,00) + \frac{0,50 \cdot 1^2}{2}}{11} = 2,477 \text{ m}$$

Las coordenadas “ x_G ” e “ y_G ” del centro de gravedad de la sección son:

$$x_G = x'_G \cdot \cos \beta + y'_G \cdot \sin \beta \quad (224)$$

$$x_G = 1,375 \cdot \cos 6^\circ + 2,477 \cdot \sin 6^\circ = 1,63 \text{ m}$$

y

$$y_G = x'_G \cdot \sin \beta + y'_G \cdot \cos \beta \quad (225)$$

$$y_G = 1,375 \cdot \sin 6^\circ + 2,477 \cdot \cos 6^\circ = 2,32 \text{ m}$$

3.9.2.6 Seguridad contra el deslizamiento

La fuerza normal “N” que actúa sobre la base del muro es dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta) \quad (226)$$

$$N = 18,48 \cdot \cos 6^\circ + 12,32 \cdot \cos (82^\circ - 28^\circ - 6^\circ) = 26,62 \text{ tf/m}$$

Adoptándose el ángulo de fricción “ δ^* ” entre el suelo de fundación y la base del muro como “ $\delta^* = \phi = 28^\circ$ ”, la fuerza de resistencia disponible “ T_d ” será dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* \quad (227)$$

$$T_d = 26,62 \cdot \tan 28^\circ = 14,16 \text{ tf/m}$$

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \cdot \sin(\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \sin b} \quad (228)$$

$$F_d = \frac{14,16}{12,32 \cdot \sin(82 - 28 - 6) - 18,48 \cdot \sin 6} = 1,96 > 1,50$$

3.9.2.7 Seguridad contra el vuelco

Las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo “E_a” son:

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan(90 - \alpha) \quad (229)$$

$$x_{E_a} = 3 \cdot \cos 6 - 2,04 \cdot \tan(90 - 82) = 2,70m$$

y

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \sin \beta \quad (230)$$

$$y_{E_a} = 2,04 - 3 \cdot \sin 6 = 1,73m$$

El momento de vuelco será dado entonces por:

$$M_{E_{ah}} = E_a \cdot \cos(90 - \alpha + \delta) \cdot y_{E_a} \quad (231)$$

$$M_{E_{ah}} = 12,32 \cdot \cos(90 - 82 + 28) \cdot 1,73 = 17,24tf/m$$

Los momentos resistentes son los momentos del peso propio de la estructura y el momento de la componente vertical del empuje activo:

$$M_p = P \cdot x_G \quad (232)$$

$$M_p = 18,48 \cdot 1,63 = 30,12tf/m$$

y

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \operatorname{sen}(90 - \alpha + \delta) \cdot x_{E_a}$$

(233)

$$M_{E_{av}} = 12,32 \cdot \operatorname{sen}(90 - 82 + 28) \cdot 2,70 = 19,5 \text{tf/m}$$

El valor del coeficiente de seguridad contra el vuelco es:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{av}}} = \frac{30,12 + 19,55}{17,24} = 2,88 > 1,50$$

3.9.2.8 Presiones en la fundación

La distancia "d" entre el punto de aplicación de "N" y el fulcro del vuelco es dada por:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}}}{N}$$

(234)

$$d = \frac{30,12 + 19,55 - 17,24}{26,64} = 1,22 \text{m}$$

y la excentricidad "e" es:

$$e = \frac{B}{2} - d = 0,28 \text{m} > \frac{B}{6} = 0,50 \text{m}$$

La presión crítica en la base será entonces:

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

(235)

$$q_{máx} = \frac{26,64}{3} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{0,28}{3} \right) = 13,85 \text{tf/m}^2 < q_{adm} = 15,0 \text{tf/m}^2$$

3.9.2.9 Secciones intermedias

Para cada sección intermedia entre las camadas de gaviones son determinadas las tensiones normales y de corte actuantes. Para esto son determinados el empuje activo y el peso de los gaviones colocados por arriba de la sección analizada.

Para la primera sección intermedia, por arriba de la base (figura 3.9.19), son calculados entonces de manera análoga a la ya mostrada:

$\alpha = 79,30^\circ$	$y_{E_a} = 1,45 \text{m}$	$N = 26,41 \text{tf/m}$
$H = 5,13 \text{m}$	$P = 14,70 \text{m}$	$M_p = 21,11 \text{tfm/m}$
$E_a = 9,22 \text{tf/m}^2$	$x_G = 1,15 \text{m}$	$M_{E_a} = M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = 2,02 \text{tfm/m}$
$x_{E_a} = 2,16 \text{tf/m}^2$	$y_G = 2,03 \text{m}$	$d = 0,90 \text{m}$

Las distancias y momentos arriba indicados son determinados en relación al fulcro de vuelco de la sección intermedia que se sitúa en la extremidad inferior de la sección, en la frente del muro (punto "F" en la figura 3.9.19).

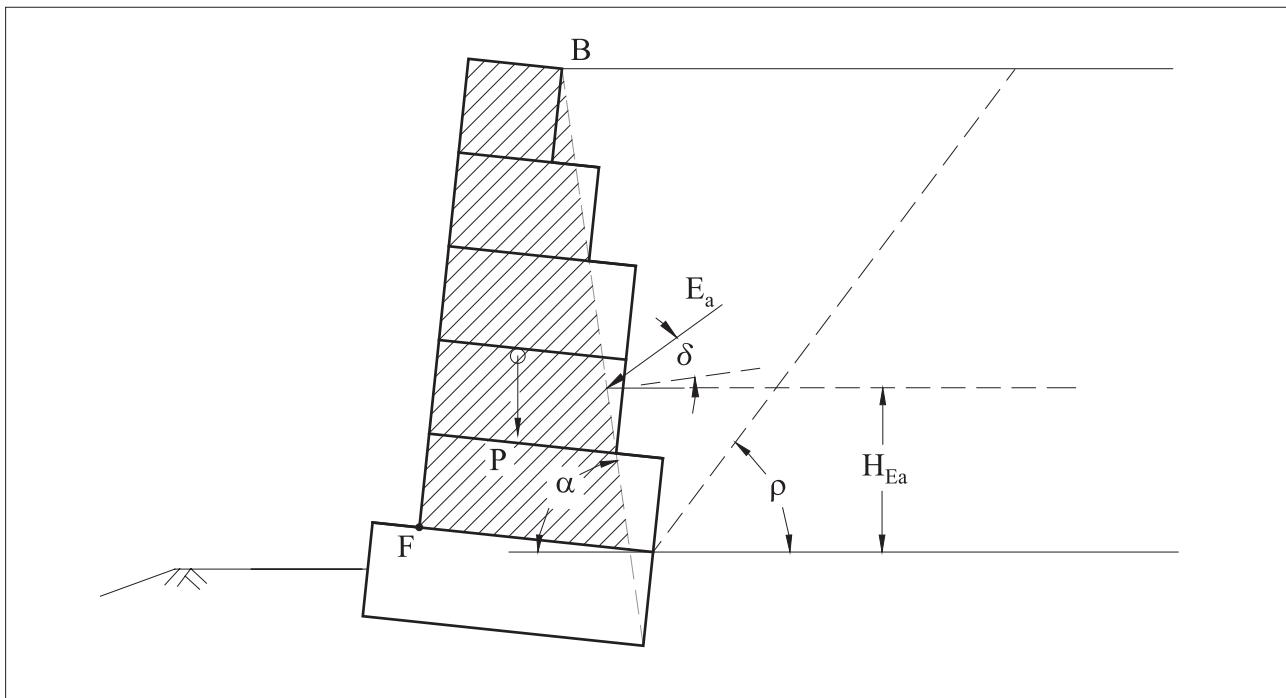


Figura 3.9.19 – Primera sección intermedia, por arriba de la base

El ángulo de fricción disponible a lo largo de la sección intermedia “ δ^* ” es dado por:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (236)$$

$$\delta^* = 25 \cdot 1,68 - 10^\circ = 32^\circ$$

Para gaviones standard de 1.0m de altura, considerando el peso de la malla metálica “ $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ ”, la cohesión disponible en la sección intermedia “ c_g ” será:

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 = 2,08 \text{ tf/m}^2$$

La máxima fuerza de corte admisible “ T_{adm} ”, a lo largo de la sección, será:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + c_g \cdot B$$

$$T_{adm} = 21,11 \cdot \tan 32 + 2,08 \cdot 2,50 = 18,39 \text{ tf/m}$$

y la fuerza de corte “T”, que actúa en la sección, es:

$$T = P \cdot \operatorname{sen} \beta + E_a \cdot \operatorname{sen} (\alpha - \delta - \beta) \quad (238)$$

$$T = 14,70 \cdot \operatorname{sen} 6 + 9,22 \cdot \operatorname{sen} (79,30 - 28 - 6) = 5,02 \text{tf/m} < T_{\text{adm}}$$

La máxima tensión normal admisible en la sección intermedia “ q_{adm} ” vale:

$$q_{\text{adm}} = 50 \cdot \gamma_g - 30 = 54,0 \text{tf/m}^2$$

y la máxima tensión normal “ $q_{\text{máx}}$ ” que actúa en la sección es:

$$q_{\text{máx}} = \frac{N}{2 \cdot d} = \frac{21,11}{2 \cdot 0,90} = 11,72 \text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}}$$

Repetiendo el mismo cálculo para las otras secciones intermedias se obtiene la tabla 3.9.5.

Sección	T_{adm} [tf/m]	T [tf/m]	q_{adm} [tf/m ²]	$q_{\text{máx}}$ [tf/m ²]
1	18,39	5,02	54,00	11,73
2	12,72	3,01	54,00	9,01
3	10,44	1,62	54,00	5,84
4	6,30	0,58	54,00	3,64
5	3,27	0,05	54,00	1,83

Tabla 3.9.5 – Resultados de las verificaciones de las secciones intermedias

3.9.2.10 Estabilidad global

La verificación de la estabilidad global del conjunto suelo-estructura de contención es generalmente realizada utilizando el método de Bishop, que analiza la rotura a lo largo de superficies de rotura cilíndricas que contornan el muro de gaviones.

Para la realización de este análisis, normalmente son usados programas de computadora, siendo que la búsqueda de la superficie de rotura más crítica es muy trabajosa.

El programa de análisis GawacWin® realiza estos cálculos de manera automática y, para este caso, los resultados para la superficie cilíndrica más crítica son:

$$x_0 = -2,19 \text{ m}$$

$$y_0 = 8,03 \text{ m}$$

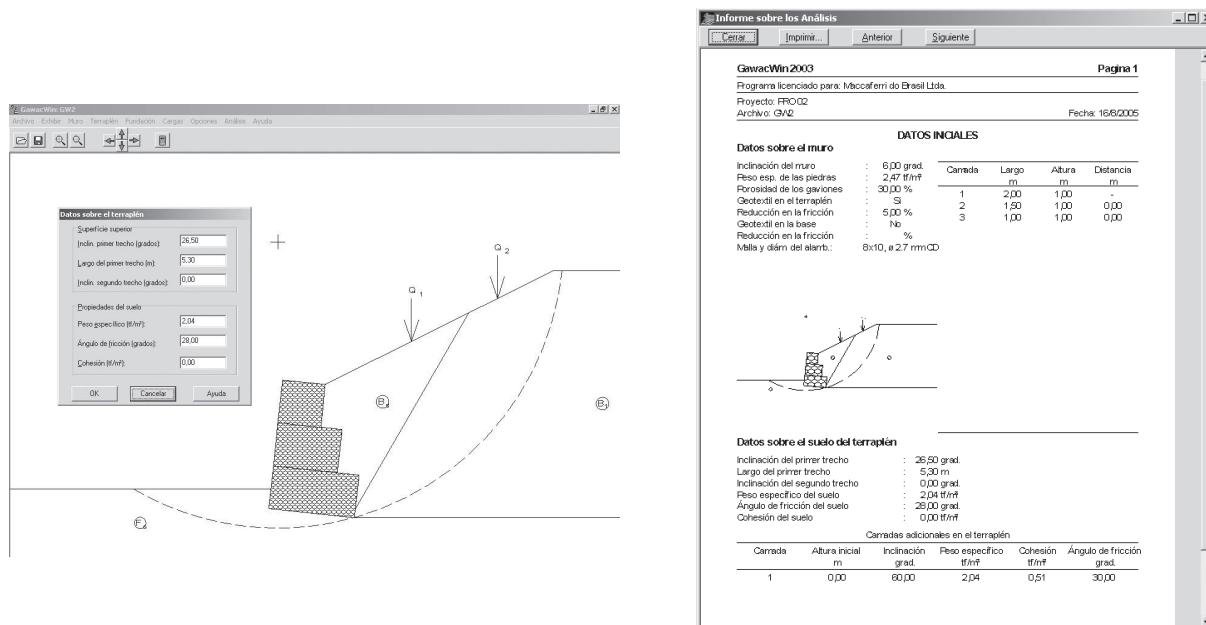
$$R = 9,89 \text{ m}$$

Donde “ x_0 ” e “ y_0 ” son las coordenadas del centro de la superficie crítica en relación al fulcro del vuelco y “ R ” es el radio.

El coeficiente de seguridad contra la rotura global “ F_g ” obtenido es:

$$F_g = 1,24$$

3.10 El programa GawacWin®



De acuerdo con las metodologías presentadas en este manual, Maccaferri, junto a la GCP Engenharia, desarrolló el programa GawacWin® para ofrecer a los ingenieros proyectistas un instrumento rápido e confiable para realizar los análisis necesarios para el diseño de

muros de contención en gaviones.

Este programa está en condición de trabajar en una grande variedad de situaciones diferentes (todas las descritas anteriormente), que pueden verificarse en la práctica, limitando así a un mínimo las situaciones que ameriten de análisis complementares.

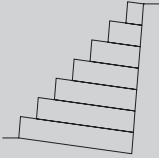
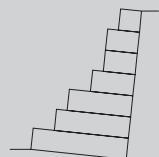
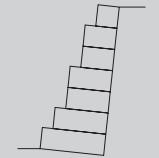
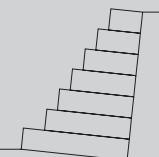
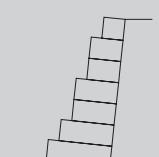
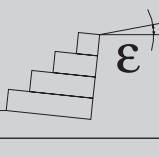
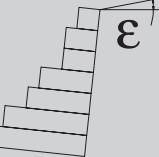
Para facilitar su utilización y agilizar los análisis, el programa fue desarrollado con una interface amigable, implementada a través de rutinas gráficas que permiten al usuario acompañar visualmente el efecto de los datos a medida en que estos van siendo introducidos en el programa, acompañando también el desarrollo de los análisis ejecutados. De esta forma el problema en estudio está siempre visible en la tela a través del diseño de la sección del muro, terraplano, fundación y sobrecargas externos.

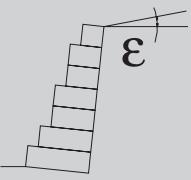
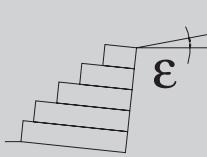
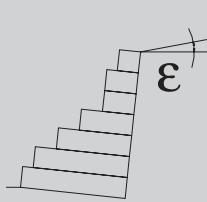
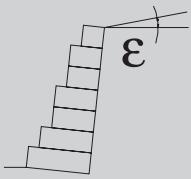
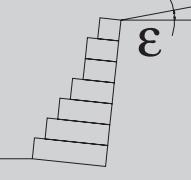
La primera hipótesis de cálculo adoptada por el programa es la que considera el problema como una configuración plana. Por esto son necesarias solamente las dimensiones del problema en el plano de la sección. Esta hipótesis es comúnmente adoptada en geotecnia, a tal punto que pocas veces se hace referencia a la misma. Obviamente un análisis tridimensional sería más preciso, del punto de vista de la representación de la realidad. Este tipo de análisis por otro lado envuelve un enorme aumento en la complejidad de los cálculos y en la demanda computacional. Otro factor que debe ser subrayado es que el análisis plano es más pesimista que un análisis tridimensional, llevando a resultados a favor de la seguridad.

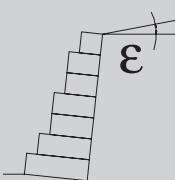
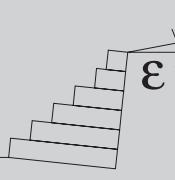
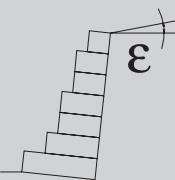
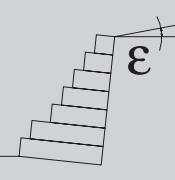
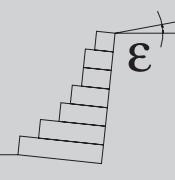
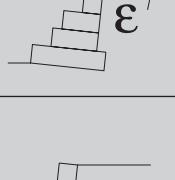
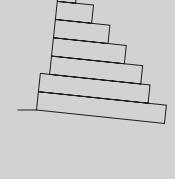
Los métodos utilizados en los cálculos hacen referencia al “Equilibrio Límite”, a las teorías de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen y Bishop (implementado a través de un algoritmo llamado Simplex) para la verificación de la estabilidad global de la estructura.

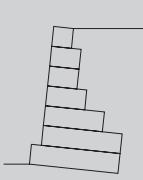
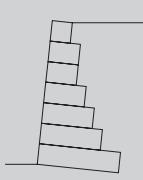
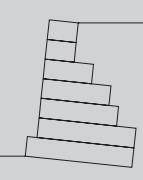
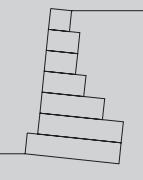
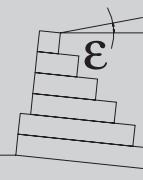
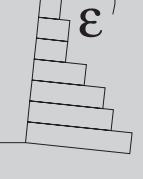
El programa considera las características mecánicas de los gaviones, productos del Grupo Maccaferri; los resultados de los cálculos no serán realísticos en el caso de ser utilizados otros tipos de materiales.

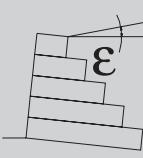
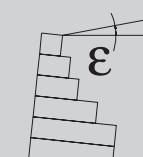
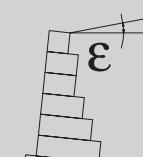
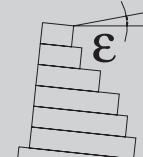
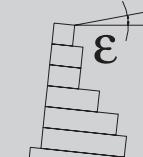
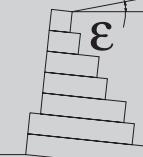
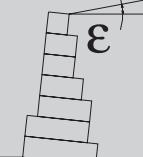
3.11 Tablas de verificación rápida:

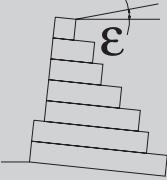
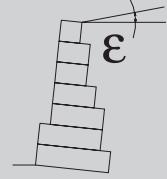
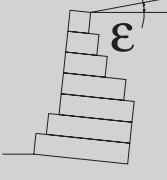
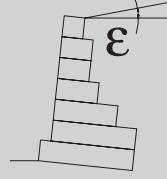
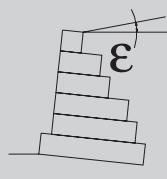
ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
0	0	20		1	1,0	13,49	2,55	0,15	0,20
				2	2,0	11,64	1,95	0,14	0,41
				3	3,0	10,84	1,75	0,15	0,53
				4	4,0	10,41	1,65	0,17	0,77
				5	5,0	10,14	1,59	0,19	0,94
				6	6,0	9,96	1,55	0,21	1,11
				7	6,5	8,55	1,50	0,34	1,27
0	0	25		1	1,0	17,23	3,94	0,14	0,22
				2	1,5	8,57	2,56	0,18	0,45
				3	1,5	3,92	1,89	0,54	0,50
				4	2,0	3,67	1,63	0,53	0,67
				5	3,0	4,59	1,58	0,31	0,90
				6	3,5	4,24	1,53	0,46	0,99
				7	4,5	4,82	1,53	0,37	1,16
0	0	30		1	1,0	21,98	5,99	0,13	0,23
				2	1,5	10,94	3,88	0,14	0,48
				3	1,5	5,01	2,87	0,41	0,63
				4	2,0	4,68	2,47	0,36	0,84
				5	2,0	3,25	2,17	0,75	0,88
				6	2,5	3,22	2,01	0,75	0,99
				7	3,0	3,23	1,91	0,76	1,13
0	1	25		1	1,5	10,87	2,09	0,18	0,21
				2	2,0	6,61	1,86	0,27	0,41
				3	2,5	5,37	1,72	0,86	0,59
				4	3,0	4,75	1,63	0,45	0,75
				5	3,5	4,39	1,56	0,55	0,39
				6	4,0	4,14	1,52	0,65	1,03
				7	5,0	4,67	1,51	0,50	1,25
5	0	20		1	1,0	5,83	2,23	0,21	0,20
				2	1,5	4,63	2,12	0,29	0,39
				3	1,5	2,71	1,86	0,79	0,34
				4	2,0	2,84	1,77	0,74	0,55
				5	2,0	2,16	1,65	1,38	0,37
				6	2,5	2,27	1,59	1,32	0,53
				7	3,0	2,37	1,57	1,30	0,70
5	0	25		1	1,0	12,51	2,36	0,16	0,20
				2	2,0	10,82	1,81	0,15	0,41
				3	3,0	10,08	1,62	0,16	0,59
				4	4,0	9,68	1,53	0,18	0,76
5	0	30		1	1,0	16,16	3,69	0,15	0,22
				2	1,5	8,05	2,40	0,19	0,44
				3	1,5	3,70	1,78	0,57	0,48
				4	2,5	4,90	1,64	0,28	0,76
				5	3,0	4,39	1,55	0,42	0,86
				6	4,0	5,03	1,54	0,31	1,04
				7	4,5	4,67	1,51	0,47	1,15

ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
5	0	30		1	1,0	20,79	5,65	0,13	0,23
				2	1,5	10,36	3,67	0,15	0,48
				3	1,5	4,76	2,72	0,43	0,61
				4	2,0	4,45	2,35	0,38	0,82
				5	2,0	3,09	2,06	0,81	0,84
				6	2,5	3,07	1,91	0,82	0,95
				7	3,0	3,08	1,82	0,83	1,08
10	0	20		1	1,5	31,20	3,14	0,15	0,21
				2	2,5	17,63	2,14	0,14	0,44
				3	3,5	13,97	1,81	0,15	0,65
				4	4,5	12,27	1,65	0,17	0,83
				5	5,0	9,37	1,51	0,29	1,00
10	0	25		1	1,0	14,96	3,41	0,15	0,22
				2	1,5	7,48	2,22	0,20	0,44
				3	1,5	3,45	1,65	0,62	0,45
				4	2,5	4,56	1,53	0,32	0,74
				5	3,5	5,23	1,51	0,27	0,89
				6	4,5	5,73	1,52	0,27	1,04
				7	5,0	5,24	1,50	0,42	1,17
10	0	30		1	1,0	19,48	5,28	0,14	0,23
				2	1,5	9,74	3,44	0,15	0,48
				3	1,5	4,49	2,55	0,46	0,60
				4	2,0	4,20	2,21	0,42	0,80
				5	2,0	2,92	1,94	0,89	0,79
				6	2,5	2,91	1,80	0,90	0,89
				7	3,0	2,92	1,72	0,92	1,02
10	1	25		1	1,5	9,56	1,82	0,18	0,21
				2	2,5	8,95	1,82	0,19	0,44
				3	3,0	6,70	1,72	0,31	0,62
				4	3,5	5,66	1,63	0,41	0,79
				5	4,0	5,04	1,55	0,52	0,95
				6	5,0	5,52	1,53	0,42	1,17
				7	5,5	5,09	1,50	0,55	1,30
10	1	30		1	1,0	5,27	2,00	0,22	0,20
				2	1,5	4,19	1,90	0,22	0,20
				3	1,5	2,45	1,64	0,89	0,27
				4	2,0	2,58	1,59	0,85	0,47
				5	2,5	2,64	1,56	0,90	0,61
				6	3,0	2,69	1,54	0,97	0,74
				7	3,5	2,72	1,53	1,05	0,86
15	0	25		1	1,0	13,56	3,08	0,15	0,22
				2	1,5	6,81	2,02	0,21	0,43
				3	2,0	5,09	1,66	0,31	0,59
				4	3,0	5,81	1,57	0,24	0,77
				5	4,0	6,26	1,55	0,23	0,93
				6	5,0	6,59	1,54	0,24	1,09
				7	6,0	6,20	1,55	0,57	0,95

ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
15	0	30		1	1,0	18,01	4,87	0,14	0,23
				2	1,5	9,03	3,18	0,16	0,48
				3	1,5	4,18	2,37	0,49	0,58
				4	2,0	3,92	2,05	0,47	0,77
				5	2,0	2,73	1,81	0,99	0,72
				6	2,5	2,72	1,68	1,01	0,82
				7	3,0	2,73	1,61	1,04	0,94
20	0	25		1	1,0	11,76	2,65	0,16	0,22
				2	1,5	5,95	1,75	0,24	0,42
				3	2,5	6,54	1,58	0,20	0,61
				4	3,5	6,81	1,52	0,21	0,78
				5	4,5	6,99	1,50	0,23	0,95
				6	5,5	7,12	1,50	0,15	1,12
20	0	30		1	1,0	16,27	4,28	0,14	0,23
				2	1,5	8,20	2,87	0,17	0,48
				3	1,5	3,82	2,15	0,55	0,55
				4	2,0	3,58	1,87	0,53	0,73
				5	2,0	2,51	1,65	1,13	0,62
				6	2,5	2,50	1,54	1,16	0,71
				7	3,5	3,11	1,51	0,72	1,07
20	1	30		1	1,0	4,55	1,70	0,24	0,19
				2	1,5	3,61	1,62	0,38	0,35
				3	2,0	3,32	1,57	0,51	0,49
				4	2,5	3,18	1,54	0,63	0,62
				5	3,0	3,10	1,51	0,75	0,74
				6	4,0	3,71	1,53	0,55	1,01
				7	4,5	3,60	1,55	0,71	1,12
25	0	30		1	1,0	14,02	3,75	0,14	0,23
				2	1,5	7,12	2,48	0,19	0,47
				3	1,5	3,35	1,87	0,63	0,49
				4	2,0	3,15	1,63	0,65	0,66
				5	2,5	3,00	1,52	0,75	0,77
				6	3,5	3,62	1,50	0,52	1,03
				7	4,5	4,10	1,51	0,44	1,21
30	0	30		1	1,0	9,01	2,33	0,16	0,24
				2	2,0	7,97	1,85	0,15	0,48
				3	2,5	5,42	1,57	0,30	0,67
				4	4,0	6,35	1,54	0,33	0,73
0	0	20		1	1,0	13,49	2,55	0,15	0,20
				2	2,0	8,17	1,73	0,39	0,29
				3	3,0	7,47	1,63	0,62	0,41
				4	4,0	7,21	1,60	0,86	0,53
				5	5,0	7,46	1,54	0,84	0,80
				6	6,0	7,17	1,53	1,13	0,86
				7	7,0	6,77	1,50	1,44	0,85

ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
0	0	25		1	1,0	17,23	3,94	0,14	0,22
				2	1,5	6,27	2,25	0,42	0,28
				3	1,5	3,27	1,76	0,84	0,30
				4	2,0	2,53	1,52	1,33	0,08
				5	3,0	3,26	1,71	1,71	0,12
				6	4,0	3,51	1,54	1,56	0,31
				7	4,5	3,70	1,50	1,41	0,72
0	0	30		1	1,0	21,98	5,99	0,13	0,23
				2	1,5	7,65	3,28	0,38	0,31
				3	1,5	4,03	2,57	0,71	0,42
				4	2,0	3,21	2,21	1,14	0,25
				5	2,5	2,90	2,05	1,52	0,17
				6	3,0	2,75	1,98	1,88	0,12
				7	4,0	3,12	2,00	1,99	0,20
0	1	25		1	1,5	10,87	2,09	0,18	0,21
				2	1,5	3,89	1,63	0,52	0,28
				3	2,5	3,80	1,51	0,85	0,25
				4	3,5	4,59	1,59	0,89	0,56
				5	4,0	3,90	1,58	1,42	0,43
				6	5,0	3,90	1,56	1,50	0,73
				7	5,5	3,66	1,51	1,70	0,75
0	1	30		1	1,0	5,83	2,23	0,20	0,20
				2	1,5	3,68	1,95	0,57	0,24
				3	1,5	2,32	1,76	1,18	0,10
				4	2,0	2,12	1,68	1,68	0,10
				5	3,0	2,81	1,98	1,97	0,06
				6	4,0	3,20	1,89	1,78	0,31
				7	4,5	3,43	1,86	1,58	0,74
5	0	20		1	1,0	12,51	2,36	0,16	0,20
				2	2,0	7,66	1,60	0,40	0,30
				3	3,0	7,04	1,51	0,64	0,43
				4	4,0	6,86	1,50	0,87	0,58
				5	5,5	8,26	1,51	0,84	0,86
				6	6,5	7,92	1,51	1,11	0,98
5	0	25		1	1,0	16,16	3,69	0,14	0,22
				2	1,5	5,91	2,11	0,43	0,28
				3	1,5	3,09	1,65	0,88	0,28
				4	2,5	3,26	1,52	1,17	0,18
				5	3,5	3,71	1,55	1,35	0,30
				6	4,0	3,48	1,52	1,70	0,34
				7	5,0	3,90	1,56	1,80	0,55
5	0	30		1	1,0	20,79	5,65	0,13	0,23
				2	1,5	7,25	3,09	0,39	0,32
				3	1,5	3,83	2,44	0,73	0,41
				4	2,0	3,07	2,09	1,19	0,24
				5	2,5	2,78	1,95	1,58	0,15
				6	3,0	2,64	1,88	1,96	0,09
				7	3,5	3,06	1,82	1,47	0,77

ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
10	0	20		1	1,5	31,20	3,14	0,15	0,21
				2	2,5	12,00	1,80	0,36	0,36
				3	3,5	9,40	1,60	0,59	0,53
				4	4,5	8,39	1,52	0,83	0,69
				5	5,5	7,86	1,50	1,08	0,86
10	0	25		1	1,0	14,96	3,41	0,15	0,22
				2	1,5	5,53	1,95	0,44	0,28
				3	3,0	3,93	1,63	0,81	0,28
				4	3,0	4,25	1,59	1,05	0,37
				5	4,0	4,64	1,62	1,26	0,52
				6	4,0	4,50	1,54	1,23	0,82
				7	5,0	4,06	1,51	1,65	0,81
10	0	30		1	1,0	19,48	5,29	0,13	0,23
				2	1,5	6,84	2,89	0,39	0,32
				3	1,5	3,63	2,29	0,77	0,40
				4	2,0	2,92	1,97	1,24	0,22
				5	2,5	2,66	1,84	1,66	0,12
				6	3,0	2,53	1,78	2,06	0,06
				7	3,5	2,91	1,73	1,58	0,73
10	1	25		1	1,5	9,56	1,82	0,18	0,21
				2	2,0	4,82	1,50	0,50	0,32
				3	3,0	4,93	1,54	0,79	0,46
				4	4,0	5,23	1,61	1,05	0,63
				5	4,5	4,60	1,58	1,41	0,70
				6	5,0	4,15	1,54	1,80	0,74
				7	6,0	4,53	1,52	1,68	1,05
0	0	20		1	1,0	5,27	2,00	0,22	0,20
				2	1,5	3,37	1,75	0,62	0,24
				3	1,5	2,12	1,58	1,32	0,02
				4	2,5	2,58	1,63	1,51	0,09
				5	3,5	3,15	1,77	1,66	0,31
				6	4,0	3,07	1,78	2,03	0,35
				7	4,5	3,41	1,72	1,48	1,07
0	0	20		1	1,0	13,56	3,08	0,15	0,22
				2	1,5	5,10	1,78	0,46	0,28
				3	2,5	5,09	1,63	0,72	0,39
				4	3,0	4,22	1,53	1,08	0,47
				5	4,0	4,51	1,54	1,34	0,61
				6	5,0	5,13	1,56	1,27	0,98
				7	6,0	4,83	1,50	1,47	0,97
0	0	20		1	1,0	18,01	4,87	0,47	0,23
				2	1,5	6,39	2,67	0,40	0,32
				3	1,5	3,40	2,13	0,82	0,38
				4	2,0	2,76	1,84	1,32	0,19
				5	2,5	2,53	1,72	1,76	0,09
				6	3,0	1,98	1,66	1,21	0,82
				7	3,5	2,68	1,62	1,84	0,56

ε	h_s	$\phi = \delta$	Sección	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
20	0	25		1	1,0	11,76	2,65	0,16	0,22
				2	2,0	7,26	1,75	0,40	0,44
				3	2,5	5,04	1,54	0,75	0,52
				4	3,5	5,17	1,52	1,04	0,70
				5	4,5	5,37	1,54	1,31	0,92
				6	5,5	5,67	1,50	1,25	1,27
				7	6,5	6,93	1,97	1,21	0,85
20	0	30		1	1,0	16,27	4,38	0,14	0,23
				2	1,5	5,88	2,43	0,42	0,33
				3	1,5	3,14	1,94	0,88	0,35
				4	2,0	2,58	1,69	1,42	0,15
				5	2,5	2,38	1,59	1,91	0,04
				6	3,0	2,77	1,54	1,37	0,77
				7	3,5	2,55	1,50	2,03	0,49
20	1	30		1	1,0	4,55	1,70	0,24	0,19
				2	1,5	3,00	1,52	0,71	0,23
				3	2,0	2,63	1,50	1,22	0,19
				4	3,0	3,24	1,63	1,45	0,42
				5	3,5	3,06	1,64	1,90	0,45
				6	4,0	3,08	1,58	1,80	0,75
				7	4,5	3,08	1,54	1,78	0,97
25	0	30		1	1,0	14,02	3,75	0,14	0,23
				2	1,5	5,25	2,13	0,45	0,34
				3	1,5	2,81	1,71	1,00	0,30
				4	2,0	2,35	1,51	1,60	0,09
				5	3,0	2,96	1,68	2,00	0,28
				6	4,0	3,31	1,58	1,89	0,64
				7	4,5	3,35	1,53	1,76	1,01
30	0	30		1	1,0	9,01	2,33	0,16	0,24
				2	2,0	6,48	1,69	0,41	0,68
				3	2,5	4,62	1,54	0,87	0,91
				4	3,5	5,02	1,60	1,22	1,44
				5	4,0	4,28	1,53	1,81	1,61
				6	5,0	4,58	1,50	1,68	2,10

4. ESTRUCTURAS EN GAVIONES – INFORMACIONES COMPLEMENTARES

4.1 Material de llenado

Para el llenado de los gaviones puede ser utilizado cualquier material pétreo, siempre que su peso y sus características satisfagan las exigencias técnicas, funcionales y de durabilidad exigidas para la obra.

Los materiales normalmente utilizados son cantes rodados o piedras trituradas. En el caso de tales materiales no estar disponibles en las proximidades o tengan alto costo, pueden ser usados materiales alternativos tales como sacos llenados con arena o mortero, escombros, escorias de alto horno, bloques de concreto, etc., aún si estas soluciones puedan significar una reducción de las características del muro, por ejemplo, la flexibilidad y la permeabilidad.

Siempre debe ser preferible usar materiales de alto peso específico, especialmente porque el comportamiento de la estructura a gravedad depende directamente de su peso propio. Deben también ser descartadas piedras solubles, friables o de poca dureza. En el caso de obras expuestas a bajas temperaturas, deberán también ser despreciadas piedras que puedan fracturarse por efecto del congelamiento. La tabla 3.7.3 (Capítulo 3) nos indica los pesos específicos de los diferentes tipos de rocas más comunes.

El peso del muro depende también del índice de vacíos del material de relleno, la figura 4.1.1 presenta un ábaco para la determinación del peso específico de los gaviones “ γ_g ” que forman el muro, en función del peso específico de la piedra “ γ_p ” y de la porosidad del gavión “n”. Normalmente la porosidad varía entre 0,30 y 0,40 en función de la curva granulométrica del material de relleno, de su forma y del cuidado que se tenga durante el llenado.

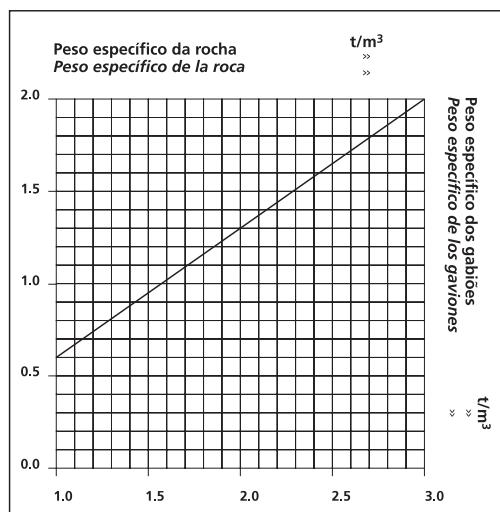


Figura 4.1.1 - Ábaco para determinar el peso específico de los gaviones

Las dimensiones mas adecuadas para las piedras usadas para el llenado varían entre 1,5 a 2 veces la dimensión “D” de la malla de red (distancia entre las torsiones). La utilización de piedra de menor tamaño (diámetros siempre mayores que la dimensión “D” para evitar la salida a través de la red) permite una mejor distribución del llenado, mejor distribución de las cargas actuantes y mayor flexibilidad de la estructura. Pueden ser usadas piedras fuera de estas limitaciones siempre que lo autorice el ingeniero responsable.

4.2 Colocación en Obra

4.2.1 Como colocar los Gaviones tipo Caja

4.2.1.1 Trabajos preliminares

Los Gaviones tipo Caja (a partir de ahora denominados gaviones) son suministrados doblados y agrupados en fardos. El amarre necesario para las operaciones de montaje y unión de gaviones puede ser enviado dentro del mismo fardo o por separado.

El fardo debe ser almacenado, siempre que sea posible, en un lugar próximo al escogido para el montaje. Para facilitar el trabajo, el lugar donde serán armados los gaviones deberá ser plano, duro y de dimensiones mínimas de aproximadamente 16m² con inclinación máxima de 5%.

Los gaviones están constituidos por un paño único que, una vez doblado, formará la cara superior, anterior, inferior y posterior de la caja. A este paño son fijados dos paños menores que, una vez levantados, constituirán las caras laterales. Otro(s) paño(s) es(son) colocado(s), unido(s) al paño mayor con una espiral, para permitir la formación de el(los) diafragma(s) interno(s). Todos los paños son de malla hexagonal de doble torsión producida con alambres de acero revestidos con aleación de zinc / aluminio y tierras Raras (Galfan®) y, cuando especificado, adicionalmente revestidos por una camada de material plástico.



Figura 4.2.1 – Fardos de gaviones y rollo de alambre de amarre

4.2.1.2 Montaje

El montaje consiste, inicialmente, en retirar cada pieza del fardo y transportarla, aún doblada, al lugar preparado para este fin (una superficie rígida y plana). Será entonces abierta y, con los pies, serán eliminadas todas las irregularidades de los paños (figura 4.2.2).

A continuación, la cara frontal y la tapa son dobladas y levantadas en posición vertical y, de igual forma, la cara posterior. Se obtiene así la forma de un paralelepípedo abierto (una caja). Una vez formada esta caja, se unen los alambres de borde que sobresalen de las aristas de los paños torciéndolos entre si (figura 4.2.3).

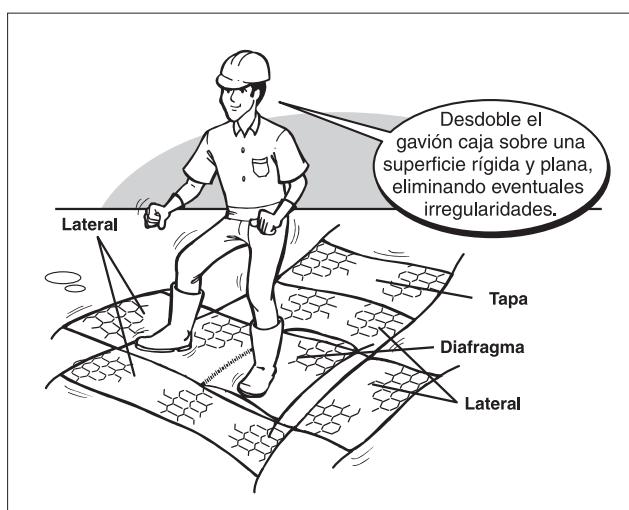


Figura 4.2.2 – Preparación para el montaje de un gavión

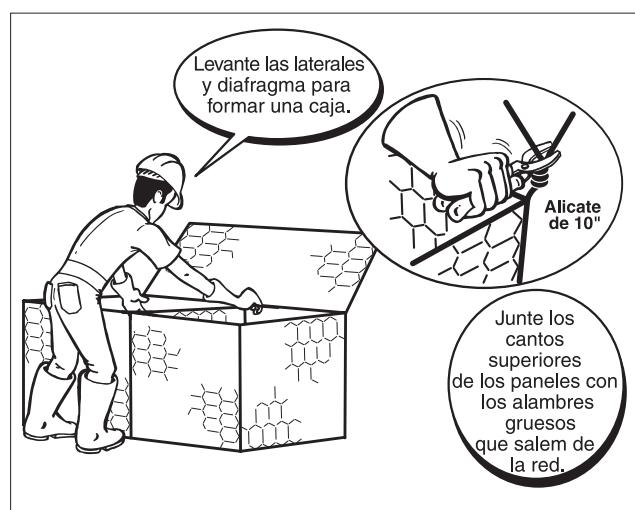


Figura 4.2.3 – Posicionamiento de los paneles laterales y diafragmas

Usando el alambre enviado junto con los gaviones, se amarran* las aristas verticales que están en contacto. De la misma forma se amarra el(los) diafragma(s) separador(es). De esta forma los gaviones quedarán divididos en células iguales.

Para cada arista de 1 metro de largo, son necesarios aproximadamente 1,4m de alambre. La tapa, en esta etapa, debe ser dejada doblada sin ser amarrada.

4.2.1.3 Colocación

El elemento, ya montado, es transportado (de forma individual o en grupos) al lugar definido en el proyecto y ubicado apropiadamente. Los elementos, entonces, son amarrados, aún vacíos, uno al otro a lo largo en todas las aristas en contacto (menos las tapas), formando la primera camada de la estructura (figura 4.2.5).

Las tapas deben ser dobladas en dirección a la cara externa y dispuestas de tal manera que sea facilitado el llenado.



Figura 4.2.4 – Costuras de las aristas con alambre de amarre



Figura 4.2.5 – Posicionamiento de los gaviones antes de su llenado

* El amarre debe ser realizado pasando el alambre a través de todas las mallas que forman el borde, alternando una vuelta simple con una doble. De esta forma, estará asegurada la unión resistente entre los gaviones, tal que pueda resistir los esfuerzos de tracción a los cuales estará sometido. Los bordes estarán en contacto de tal manera que los esfuerzos de tracción no puedan causar movimientos relativos.

El plano de apoyo debe ser previamente preparado y nivelado. Debe ser verificado que las características de resistencia del terreno sean similares o iguales a las consideradas en el proyecto. Caso contrario, la camada superior del terreno debe ser substituida por material granular de buenas características (una resistencia menor que la prevista puede poner en riesgo la estabilidad de la obra).

Para garantizar que la estructura presente la estética esperada, debe ser realizado un buen acabado del paramento frontal. Para eso se puede recorrer a la utilización de un tirfor o encofrado (Figura 4.2.6).

El encofrado puede ser formado por tres tablas de madera de aproximadamente 2 a 3cm de espesor, 4 a 5m de largo, y de 20cm de ancho, mantenidas paralelas a una distancia de 20cm una de la otra por tablas transversales menores, formando grillas de aproximadamente 1 x 4m o 1 x 5m. El encofrado debe ser fijado firmemente al paramento externo, usando el mismo alambre de amarre.

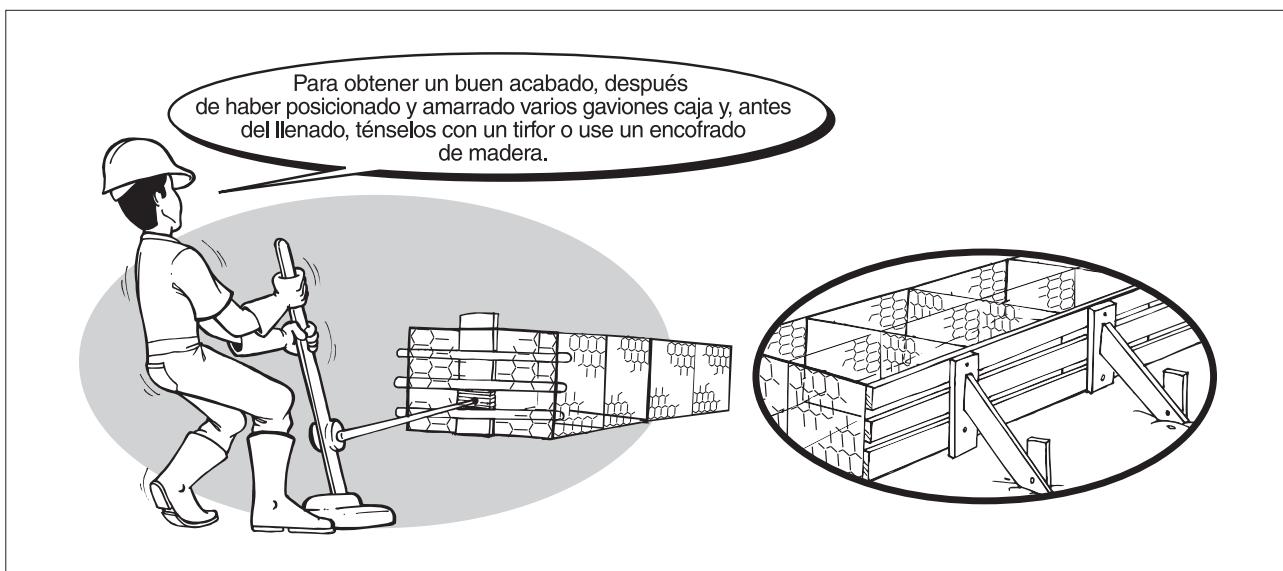


Figura 4.2.6 – Detalle de utilización del encofrado

4.2.1.4 Llenado

Como ya mencionado, para el llenado deben ser usadas piedras limpias, compactas, no friables ni solubles en agua, tales que puedan garantizar el comportamiento y la resistencia esperada para la estructura.

Las piedras deben ser colocadas (acomodadas) apropiadamente para reducir al máximo el índice de vacíos, conforme a lo previsto en el proyecto (entre 30% y 40%), hasta alcanzar los 0,30 m de altura, para el caso de gaviones con 1,0 m de altura y 0,25 m para los de 0,50 m de altura. Deben entonces ser colocados dos tirantes (tensores) horizontalmente a cada metro cúbico (en cada célula). Los tirantes deben ser amarrados a dos torsiones (mínimo cuatro alambres distintos) de la cara frontal (aprovechando el espacio existente entre las tablas del encofrado) y a dos de la posterior de cada célula.

Para los gaviones con 1,0 m de altura, posteriormente a esta etapa inicial de llenado, debe ser llenado otro tercio de la célula y repetida la operación anteriormente mencionada

para los tirantes. Se debe tener cuidado para que el desnivel con las piedras de las celas contiguas no sobrepase 0,30m, para evitar la deformación del diafragma y de las caras laterales y consecuentemente, facilitar el llenado y posterior cerrado de la tapa.

Es así completado el llenado de cada cela hasta que su altura exceda en aproximadamente 3cm a 5cm la del gavión. Superar este límite puede generar dificultades a la hora del cierre de los gaviones.

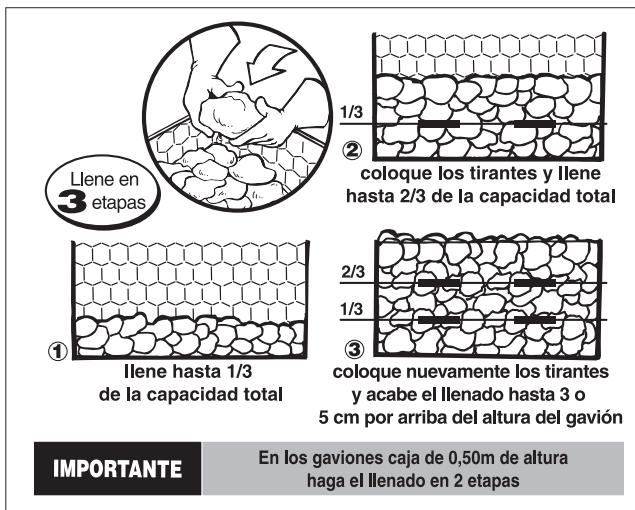


Figura 4.2.7 – Llenado de un gavión con 1,0m de altura

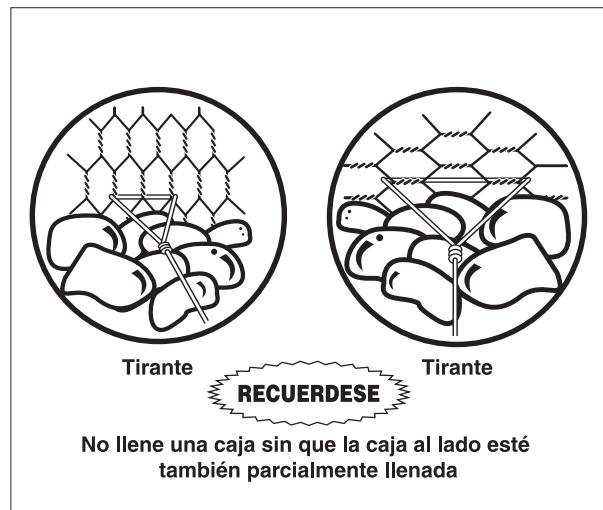


Figura 4.2.8 – Detalle de la colocación de los tirantes

Para los gaviones con 0,50m de altura, el llenado alcanzará inicialmente la mitad de la altura de la caja, colocándose luego los tirantes y completando el llenado hasta 3 o 5cm encima de la altura de cada célula.

El llenado de los gaviones tipo caja puede ser realizado manualmente o con auxilio de equipo mecánico. Las piedras deben tener consistencia conforme a lo descrito en el ítem 4.1 “Material de llenado”, siendo el tamaño ligeramente superior a la abertura de las mallas.

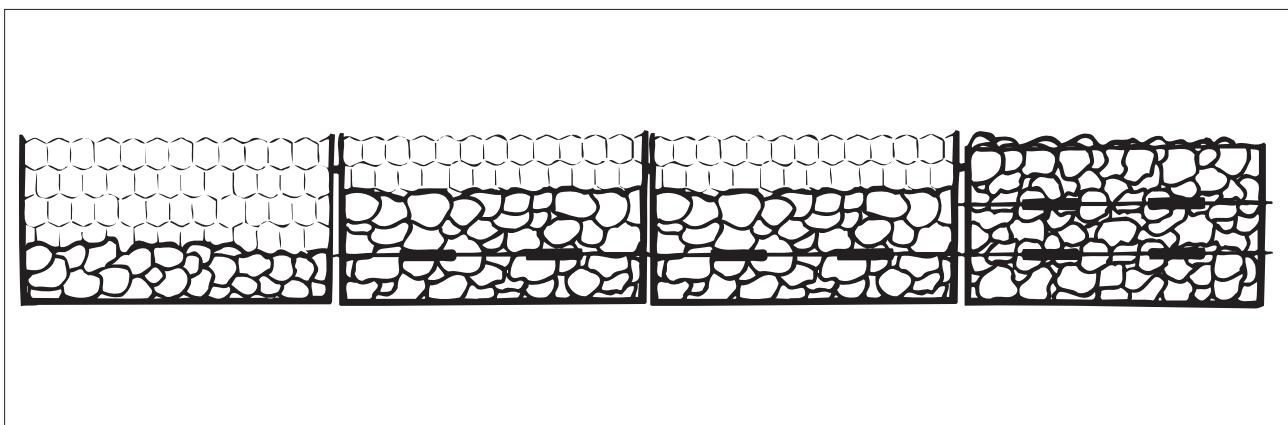


Figura 4.2.9 - Detalle de las etapas de llenado en células adyacentes

4.2.1.5 Cierre

Una vez completado el llenado de las células, la tapa, que había estado doblada, será desdoblada sobre la caja con la finalidad de cerrar superiormente el gavión, siendo amarrada, a lo largo de su perímetro libre, con todos los bordes superiores de los paneles verticales y, posteriormente, al(los) diafragma(s). El amarre debe unir, siempre que sea posible, los bordes en contacto con los gaviones vecinos.



Figura 4.2.10 – Detalle de la etapa de cierre del gavión tipo caja

4.2.2 Como colocar los Gaviones tipo Saco

4.2.2.1 Trabajos preliminares

Los Gaviones Saco (a partir de ahora denominados gaviones) son suministrados doblados y agrupados en fardos (similares a los gaviones tipo caja). Los alambres necesarios para las operaciones de montaje e unión de los gaviones pueden ser enviados dentro del mismo fardo o separados.

Los fardos deben ser almacenados, siempre que sea posible, en un lugar próximo al escogido para el montaje. El lugar donde serán montados los gaviones, para facilitar los trabajos, deberá ser plano, duro y de dimensiones aproximadas mínimas de 16m² y con inclinación máxima de 5%.

El gavión está constituido por un único paño en malla hexagonal de doble torsión producido con alambres metálicos revestidos con Zn / Aluminio y tierras raras (Galfan®) y adicionalmente revestidos por una camada de material plástico. Dos alambres, con las mismas características y de mayor diámetro, son insertados en la malla, en cada extremidad, perpendicularmente a las torsiones dejando las extremidades salientes.

4.2.2.2 Montaje

Los gaviones son retirados del fardo y transportados, aún doblados, al lugar preparado para el montaje, donde serán desdoblados sobre una superficie rígida y plana, y con los pies, serán eliminadas todas las irregularidades del paño (figura 4.2.11).

El paño será enrollado, en sentido longitudinal, hasta formar un cilindro abierto en las extremidades, cuyas generatrices son paralelas a las torsiones de la malla.

Usando parte del alambre de amarre enviado junto con los gaviones, son amarrados, entre si, los primeros 30cm de los bordes longitudinales en contacto, en cada extremidad de cada elemento (figura 4.2.12).



Figura 4.2.11 – Preparación de un gavón saco

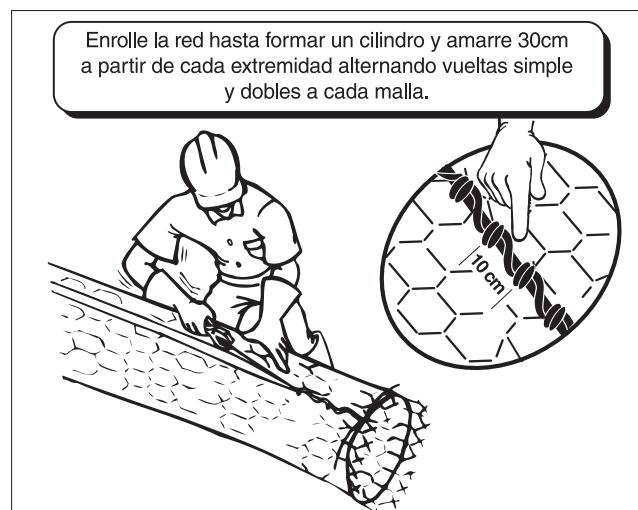


Figura 4.2.12 – Detalle del amarre de una extremidad

Una de las extremidades del alambre de amarre se amarra a un punto fijo (por ejemplo una estaca clavada en el suelo). La otra extremidad es estirada en dirección contraria al punto de anclaje, hasta cerrar completamente la extremidad del cilindro.

La punta suelta del alambre es enrollada firmemente alrededor de la extremidad del cilindro antes de ser estirada.

La misma operación se repite en la otra extremidad del elemento. El cilindro es levantado verticalmente y lanzado contra el suelo o “pisado” internamente hasta conformar las extremidades del gavón. El aspecto final será el de un puro.



Figura 4.2.13 – Amarre y cierre de las extremidades del gavión tipo saco

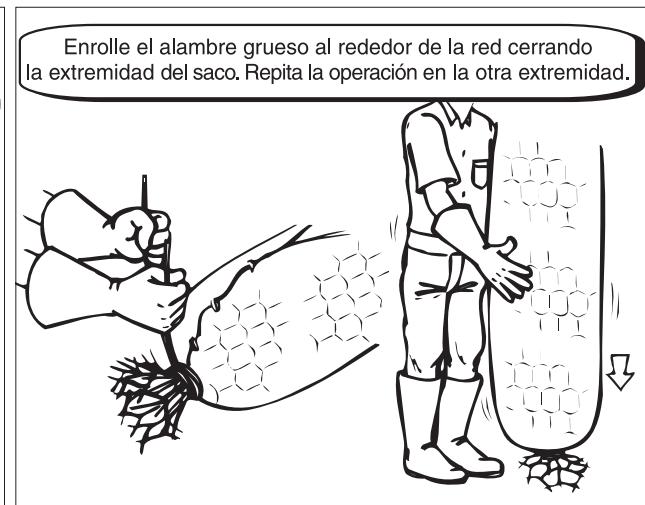


Figura 4.2.14 – Detalle de la conformación de las extremidades del gavión tipo saco

El mismo alambre de amarre, cortado en pedazos con largo de 1,5 veces la circunferencia del cilindro, es insertado cruzando la malla en sentido perpendicular a las torsiones, a cada metro, dejando las extremidades salientes dobladas hacia atrás (tirantes).

De la misma forma son colocados en sentido diametral, a cada metro, otros pedazos de alambre de amarre, cuyo largo sea de aproximadamente 3 veces el diámetro del gavión, cumpliendo también la función de tirantes. La parte central del alambre debe prender dos torsiones (cuatro alambres), diametralmente opuestas a la parte abierta del gavión y las extremidades ser dejadas fuera del mismo.

El elemento ya montado será transportado hasta el lugar de llenado y apoyado horizontalmente en el suelo.

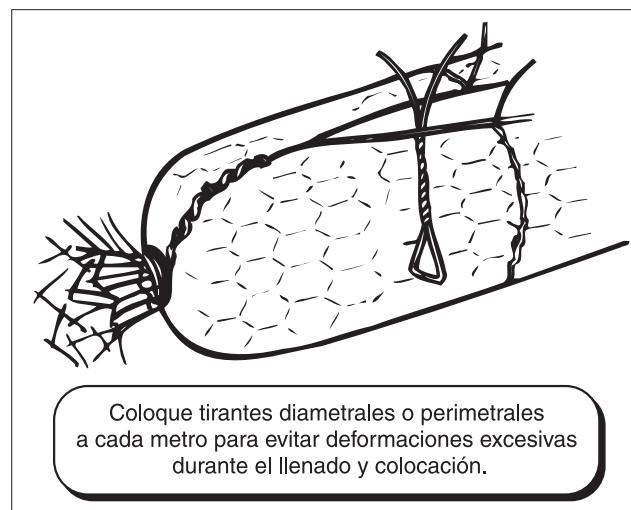


Figura 4.2.15 - Detalle de los tirantes

4.2.2.3 Llenado y Cierre

Como ya mencionado, para el llenado deben ser usadas piedras limpias, compactas, no friables y no solubles en agua, tal que puedan garantizar el comportamiento y la resistencia esperada para la estructura.

Las piedras deben ser colocadas, desde las extremidades hasta el centro del gavión, con el cuidado de reducir al máximo el índice de vacíos, conforme sea previsto en el proyecto (aproximadamente de 30% a 40%).

Cada vez que sea levantado un tirante diametral, este deberá ser amarrado a los bordes de la abertura, de esta forma el gavión será progresivamente cerrado. Los tirantes perimetrales, que fueron insertados durante la etapa de montaje, deben ser amarrados a las mallas para evitar eventuales deformaciones del elemento durante su transporte.



Figura 4.2.16 – Llenado del gavón

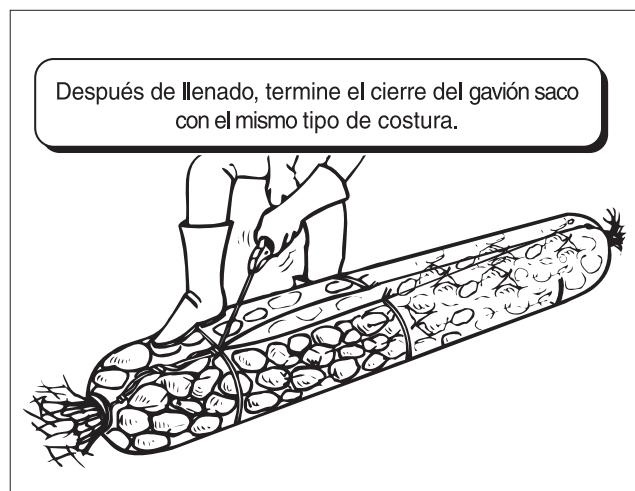


Figura 4.2.17 – Cierre del gavón y fijación de los tirantes

Las operaciones indicadas arriba son repetidas hasta haber sido completado el llenado y el cierre total de los gaviones.

4.2.2.4 Colocación

Después de montados y llenados en el obrador, los gaviones deben ser colocados con la ayuda de equipos adecuados, hasta el lugar definido en el proyecto (en la gran mayoría de los casos, los gaviones tipo saco son instalados llenos).

Para ser levantados, los gaviones serán sujetados por ganchos, longitudinalmente a lo largo de los bordes de unión del paño.

Es importante que para distribuir las tensiones generadas por el peso propio del

elemento a lo largo de la malla que lo constituye, sea utilizado un elemento metálico de largo aproximadamente igual a el del gavión, en el cual son conectados cables o cadenas usados para el izado.



4.2.18 - Detalle del sistema de izado normalmente utilizado para la instalación de los gaviones saco

Para evitar deformaciones excesivas, es aconsejable que los puntos de enganche coincidan con la posición de los tirantes.

El gavión debe ser levantado horizontalmente y transportado hasta su posición final, sin movimientos bruscos. Es conveniente que al apoyar los gaviones no sean dejados espacios entre ellos. Los gaviones tipo saco no necesitan ser amarrados entre si.



4.2.19 - Posicionamiento de los puntos de izado

4.2.3 Como colocar los Gaviones tipo Colchón Reno®

4.2.3.1 Operaciones Preliminares

Los Colchones Reno® (a partir de ahora denominados colchones) son suministrados, doblados y agrupados en fardos (similares a aquellos de los gaviones tipo caja). El alambre de amarre necesario para las operaciones de montaje y unión de los colchones puede ser enviado dentro del mismo fardo o por separado.

Los fardos deben ser almacenados, siempre que sea posible, en un lugar próximo al escogido para el montaje. El lugar donde serán montados los colchones, para facilitar el trabajo, deberá ser plano, duro y de dimensiones mínimas de 16 m² y con inclinación máxima de 5%.

El colchón es constituido por un paño único que, doblado, formará la base, las paredes laterales y los diafragmas. Cuatro cortes en sus extremidades indican donde deberán ser dobladas las paredes. Otros dos cortes definen el largo de los diafragmas. Cuatro espirales mantienen unidas las paredes dobladas que forman los diafragmas. Otro paño de malla forma la tapa del colchón. Las bases y las tapas son colocadas en fardos separados. Todos los paños son en malla hexagonal de doble torsión producida con alambres metálicos revestidos con una aleación de zinc / aluminio y tierras raras (Galfan®) y adicionalmente revestidos por una camada de material plástico.

4.2.3.2 Montaje

El montaje consiste, inicialmente, en retirar la base de cada pieza del fardo y transportarla, aún doblada, hasta el lugar preparado para el montaje, donde entonces será desdoblada sobre una superficie rígida y plana y, con los pies, serán eliminadas todas las irregularidades de sus paneles hasta obtenerse el largo nominal de la pieza (figura 4.2.20).

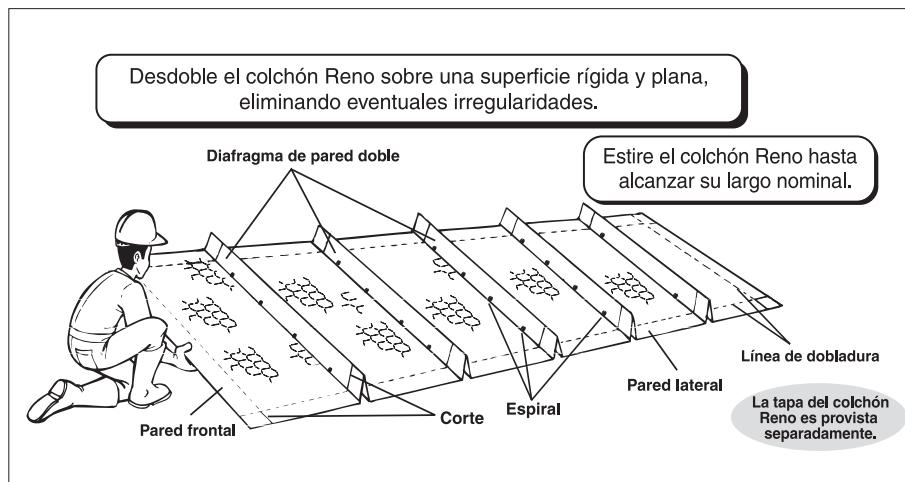


Figura 4.2.20 – Abertura del paño base del colchón

Siguiendo con el montaje se juntan, con los pies, las paredes de los diafragmas que queden abiertas (figura 4.2.21) y se levantan las paredes laterales de los diafragmas a la posición vertical utilizando los cortes como guías para la definición de la altura de cada elemento (figura 4.2.22). Es aconsejable la utilización de listones de madera para doblar correctamente las paredes.

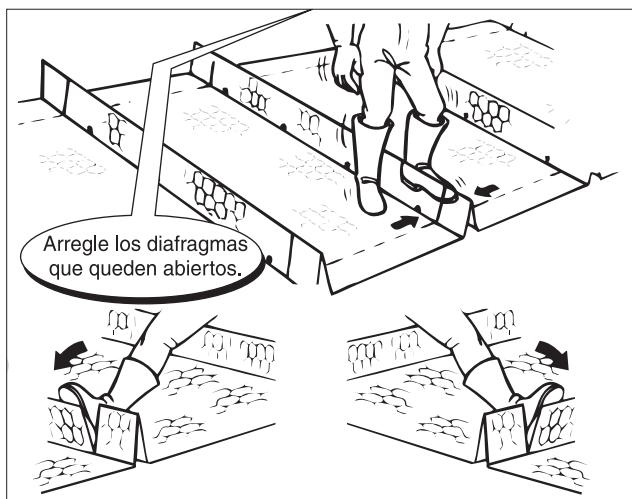


Figura 4.2.21 – Corrección de los diafragmas

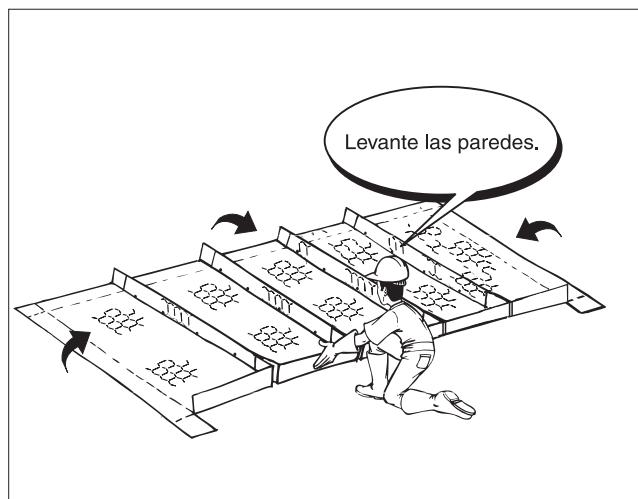


Figura 4.2.22 – Detalle de la conformación del colchón

Al colocar las paredes longitudinales en posición vertical, las extremidades de las paredes transversales que quedan sobresalientes deben ser dobladas y amarradas a las paredes longitudinales usando los alambres de mayor diámetro que sobresalen de las mismas (figura 4.2.22).

Las partes dobladas de las paredes longitudinales deben ser amarradas a los diafragmas, usando el alambre de amarre enviado junto con los colchones, de tal manera que estos dobleces coincidan y se fijen a los diafragmas. De esta forma, el colchón queda separado en celdas a cada metro (figura 4.2.23).

Al final de estas operaciones se obtiene un elemento en forma de un prisma rectangular abierto en la parte superior caracterizado por su gran área superficial y por su pequeña espesura (17, 23 o 30 centímetros).

4.2.3.3 Colocación

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

Es importante recordar que en caso que el talud sea muy inclinado, la instalación de los colchones debe ser hecha con el auxilio de elementos que garanticen a su estabilidad (estacas de madera, grapas etc.).

El talud debe ser geotécnicamente estable, siendo previamente preparado y perfilado. Por eso deben ser extraídas las raíces, piedras y cualquier material que sobresalgan y rellenadas eventuales depresiones, hasta conseguir una superficie regular.

Durante el montaje de los colchones, deben ser colocados tirantes verticales que unirán la tapa a la base de los colchones, auxiliando en el confinamiento del material de relleno y minimizando la posibilidad de deformaciones durante la vida de servicio del revestimiento. Tales tirantes serán obtenidos pasándose la parte central de un pedazo de alambre de amarre (cuyo largo sea de aproximadamente cuatro veces el espesor del colchón) por dos torsiones (cuatro alambres) de la base y dejando las extremidades en la posición vertical (figura 4.2.24).

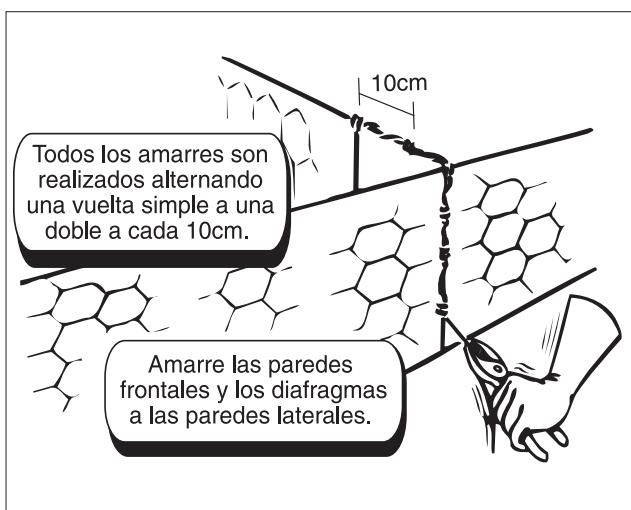


Figura 4.2.23 – Amarre de la pared longitudinal al diafragma

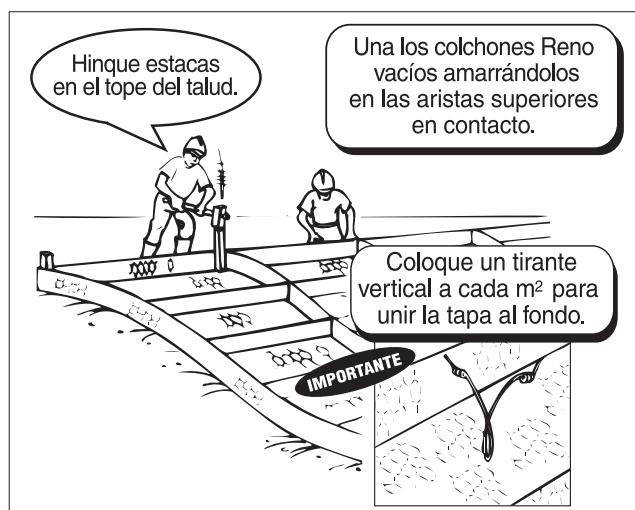


Figura 4.2.24 – Detalle del tirante vertical y utilización de estacas

4.2.3.4 Llenado

Cuando colocados en terrenos inclinados, se inicia el llenado de los colchones a partir de la parte inferior del talud; las piedras deben ser colocadas apropiadamente para reducir al máximo el índice de vacíos, conforme sea previsto en el proyecto (entre 25% y 35%). El tamaño de las piedras debe ser homogéneo y levemente superior a las aberturas de las mallas del colchón a fin de garantizar un mínimo de dos camadas de piedras, un buen acabado y un fácil llenado.

Durante el llenado, se debe tomar cuidado para que los tirantes verticales sobresalgan de las piedras para que puedan ser posteriormente amarrados a las tapas. Por el mismo motivo, se debe también tener cuidado que los diafragmas queden en posición vertical.

Se completa el llenado de cada celda hasta exceder en su altura en aproximadamente tres centímetros. Superar este límite puede generar dificultades a la hora del cierre de los colchones.



Figura 4.2.25 – Llenado de los colchones

4.2.3.5 Cierre

Una vez completado el llenado de los colchones, deben ser traídas, desde el lugar donde fueron depositadas, las tapas aún dobladas. Cada tapa será entonces desdoblada y extendida sobre el respectivo colchón.

Después de amarrada en uno de los bordes del colchón, la tapa debe ser estirada y amarrada a lo largo de los otros bordes. El amarre debe, siempre que sea posible, unir también el borde del colchón contiguo. Finalizando, la tapa debe también ser amarrada a los diafragmas y a los tirantes verticales.

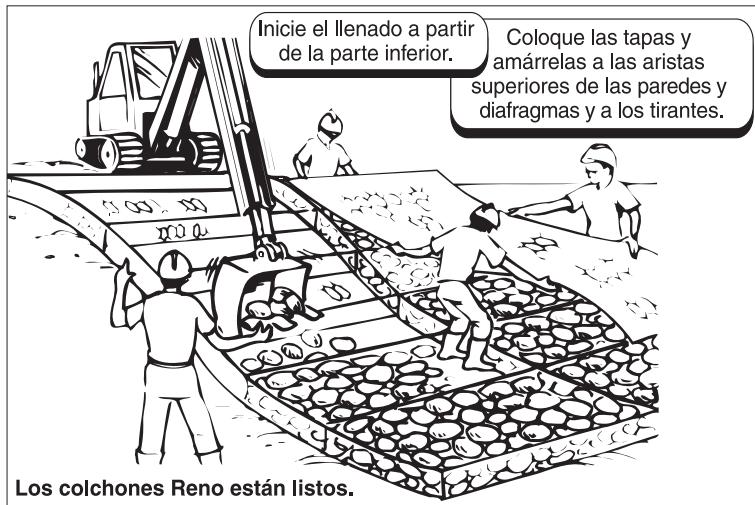


Figura 4.2.26 - Cierre de los colchones

4.3 Terraplén

Un factor de gran importancia del comportamiento de la estructura de contención es el terraplén a ser formado al tardos de misma. Tal terraplén debe recibir de los proyectistas y constructores la misma atención dispensada a la propia estructura.

El objetivo es el de conferir al terraplén características estructurales y, a su vez, impedir la ocurrencia de problemas tales como:

Erosiones: Se entiende por erosión (proceso erosivo) a la destrucción de la estructura del suelo y su remoción, sobretodo por la acción de las aguas de escurrimiento superficial.

Principalmente en el caso de terraplenes, la erosión se puede manifestar a través del sifonamiento de las partículas del suelo del cuerpo del terraplén provocado por las aguas de percolación, que forman conductos o cavidades en el interior del macizo o en el contacto de este con la estructura; tal erosión es también conocida como "piping". La evolución de este proceso puede provocar asentamientos y rupturas en los terraplenes.

Deslizamientos (roturas): Son movimientos rápidos de porciones de taludes naturales, de cortes o terraplenes. Se presentan con superficies de ruptura bien definidas, que es función del tipo de suelo, geometría del talud y de las condiciones de flujo de agua. Ocurren debido a diversos factores, teniendo al agua como principal agente deflagrador.

Recalques (asentamientos): Son fenómenos que ocurren en los terraplenes, interfiriendo de manera substancial en las obras que serán construidas sobre estos o en sus proximidades. Es común que ocurran asentamientos desde pocos centímetros hasta metros, pudiendo constituirse en indicios de deslizamientos. Las causas más comunes para este fenómeno son

la baja capacidad de soporte del suelo de fundación, la compactación inadecuada, deficiencias del sistema de drenaje y/o la asociación de estos factores.

Los problemas anteriormente mencionados pueden ser evitados simplemente con la adopción de prácticas adecuadas en la ejecución de los terraplenes que de forma general, deben contemplar las siguientes etapas:

- correcta selección del yacimiento, que debe ser función del tipo de suelo, volumen a ser extraído y localización;
- tratamiento previo de los suelos en el yacimiento, o sea, los suelos deben presentar humedades próximas a la franja especificada, desmenuzados y homogeneizados;
- limpieza del terreno en la preparación de la fundación, con la remoción de la vegetación y sus raíces, eventuales escombros o materiales botados y retirada de los suelos con material orgánico, turfoso y de suelos muy micáceos;
- almacenamiento del suelo superficial y del suelo con material orgánico para la utilización posterior en la fase final de la ejecución del terraplén, de forma de tornar el terraplén más fértil y menos susceptible a las erosiones superficiales;
- preparación de la superficie de contacto entre el terreno natural y el terraplén, cuando esté inclinado (inclinación superior a 1:3 vert/hor) en forma de escalones, de modo de garantizar una perfecta adherencia, impidiendo la formación de superficies de deslizamiento;
- implantación de un sistema de drenaje (sub-superficial y profundo cuando sea necesario) evitando que el surgimiento de agua, superficie freática elevada o la posibilidad de infiltraciones significativas produzca la saturación del macizo contenido;
- ejecución del terraplén, compactando el suelo en camadas de espesores compatibles con el equipo utilizado (sapos, placas, rodillos compactadores, etc.), generalmente no superiores a 25 cm y esparcidas a lo largo de toda la camada.

La compactación de la franja de suelo en contacto con la estructura de gaviones (franja de 1,0 m medida a partir de la parte posterior de la estructura) debe ser realizada usando compactadores manuales (tipo sapo, placas, etc.). Para la compactación de la parte restante, deben ser usados compactadores mayores y procesos convencionales.

- controlar la calidad de las camadas compactadas, considerando básicamente tres ítems que serán: control visual, control geométrico del acabado y un control que permita medir el desvío de la humedad y el grado de compactación;
- implantar el sistema de drenaje y protección superficial.

El terraplén debe ser realizado contemporáneamente a la construcción de la estructura de contención, o sea, a medida que la estructura sube (camada sobre camada de gaviones) el terraplén debe ser asentado y compactado en su tardos.

El terraplén, como ya mencionado, es asentado en camadas hasta conseguir la altura de los gaviones ya instalados y rellenos; hecho esto es retomado el montaje y la instalación de los gaviones; se usaran los criterios descritos en el ítem 4.2.1 “Colocación de los Gaviones Caja”. Tal secuencia es repetida hasta completar la altura total de la estructura prevista en el proyecto.

4.4 Drenajes

Normalmente las obras en gaviones, debido a su alta permeabilidad, no necesitan de sistemas específicos de drenaje, debe pero ser considerado que el relleno compactado a su tardos es otro elemento estructural que merece todos los cuidados y dispositivos necesarios para su estabilización y mantenimiento o mejora de los sistemas de captación e transporte de las aguas superficiales y/o de percolación.

Como ya citado, las obras de drenaje tienen por finalidad captar y dirigir a las aguas de escurrimiento superficial, así como el retiro del agua de percolación interna del macizo de suelo contenido.

La ejecución de estas obras representa uno de los procedimientos más eficientes y de más larga utilización en la estabilización de todo tipo de taludes, tanto en los casos en que el drenaje es utilizado como solución, como aquellos en que es un recurso adicional utilizado conjuntamente con obras de contención. Igualmente, en estos últimos casos, a pesar de ser comúnmente denominadas “obras complementares” o “auxiliares”, las obras de drenaje serán de fundamental importancia. Existen numerosos registros de obras de gran importancia y de alto costo que fueron dañadas y hasta totalmente perdidas, apenas por el hecho de no haber sido implementadas obras de drenaje adecuadas.

Es obvio que un drenaje solamente podrá ser un proceso eficiente de estabilización cuando sea aplicado a taludes en los cuales el régimen de percolación sea la causa

principal, o por lo menos una causa importante, de su inestabilidad. Esta premisa es acordada, buscando reforzar el concepto de la necesidad de la buena comprensión de los mecanismos que causan la inestabilidad de los taludes, para que se puedan utilizar los procesos correctivos más adecuados, una vez que aún obras de drenaje profundas son utilizadas, a veces, de manera inconveniente, resultando gastos innecesarios y de ningún beneficio.

Subdividimos las obras de drenaje en dos tipos principales, a saber, drenaje superficial y drenaje profunda. A continuación serán presentados conceptos básicos sobre estas dos posibilidades, recordando que para su correcto dimensionamiento se deben considerar, entre otros factores, los índices pluviométricos, el área de contribución y las características de los materiales por donde escurren las aguas a ser drenadas.

4.4.1 Drenaje superficial

Con el drenaje superficial se pretende básicamente realizar la captación del escurrimiento de las aguas superficiales a través de canaletas, cunetas, aceras o cajas de captación y en seguida, conducir estas aguas para un lugar conveniente. A través del drenaje superficial se evitan los fenómenos de erosión en la superficie de los taludes y se reduce la infiltración de agua en los macizos, resultando una disminución de efectos dañinos provocados por esta en la resistencia del terreno.

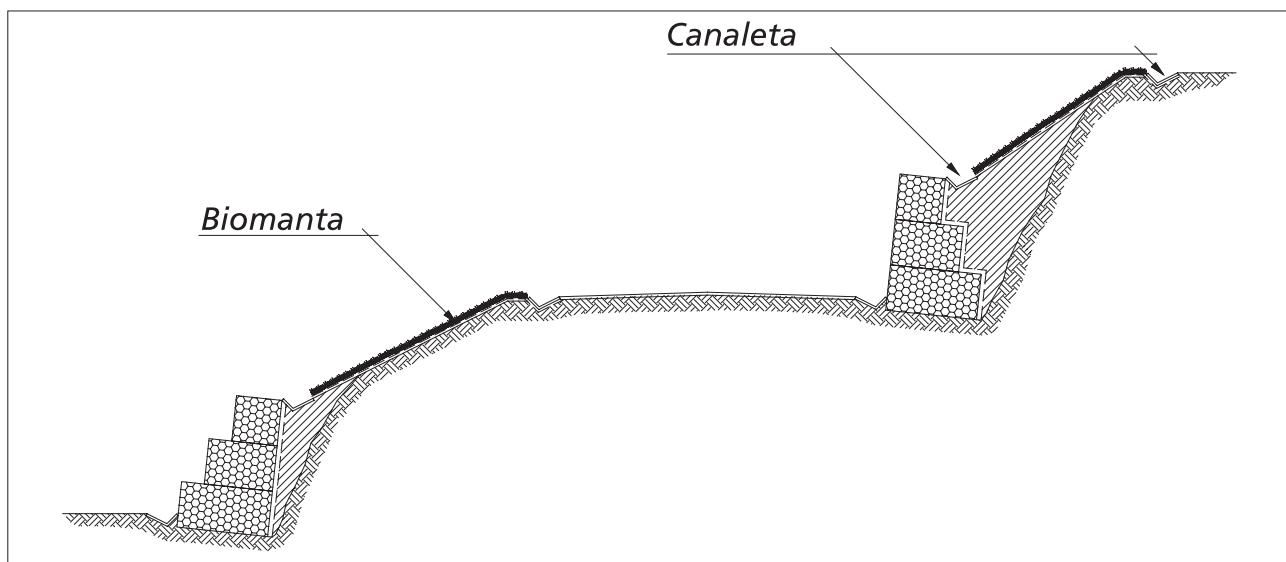


Figura 4.4.1 – Sistemas de drenaje y de control de la erosión superficial

La ejecución de obras de drenaje superficial es uno de aquellos procedimientos que, en el caso de estabilización de taludes naturales o de cortes, representa una elevada relación costo / beneficio una vez que, con inversiones bastante reducidas, se consiguen excelentes resultados. En muchos casos, basta la realización de estas obras, o entonces

su asociación con medidas de protección superficial, para la completa estabilización de los taludes.

De manera general las obras de drenaje superficial serán constituidas por canaletas y cunetas de captación de las aguas de escurrimiento superficial y por canaletas, “escaleras de disipación” o tuberías para su conducción hasta lugares adecuados.

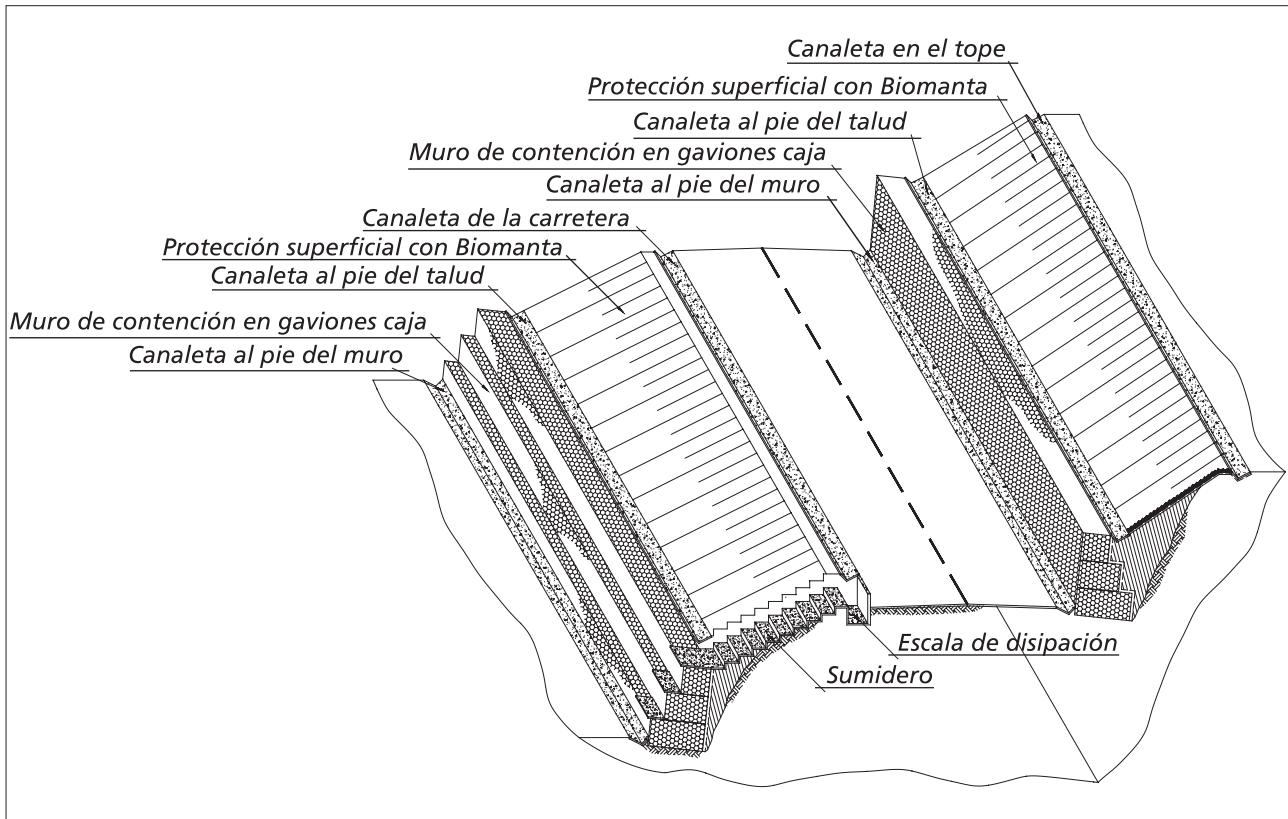


Figura 4.4.2 - Representación de un sistema de drenaje superficial

De tramos en tramos, en los lugares de cambio de flujo o confluencias, serán instalados disipadores de energía o elementos de protección con el objetivo de reducir la fuerza erosiva de las aguas, evitar el desbordamiento de los conductos e impedir la formación de obstrucciones. Comúnmente, los sistemas de drenaje superficial son asociados a servicios de protección superficial de los taludes y de las bermas, tales como revestimientos impermeabilizantes (impregnación asfáltica, revestimiento de mortero o aplicación de concreto proyectado) o revestimientos vegetales (principalmente con gramíneas).

Cuando la estructura fuera inclinada contra el macizo y estuviera apoyada sobre una base de concreto o suelo impermeable, es aconsejable prever un sistema de drenaje con tubos drenantes envueltos con grava (figura 4.4.3).

Finalizando, cabe resaltar que los sistemas de drenaje superficial son imprescindibles en las obras que estabilizan taludes de corte y terraplenes recién implantados, en la medida en que reducen o hasta impiden la evolución de los procesos erosivos superficiales a que estos tipos de taludes están especialmente sujetos.

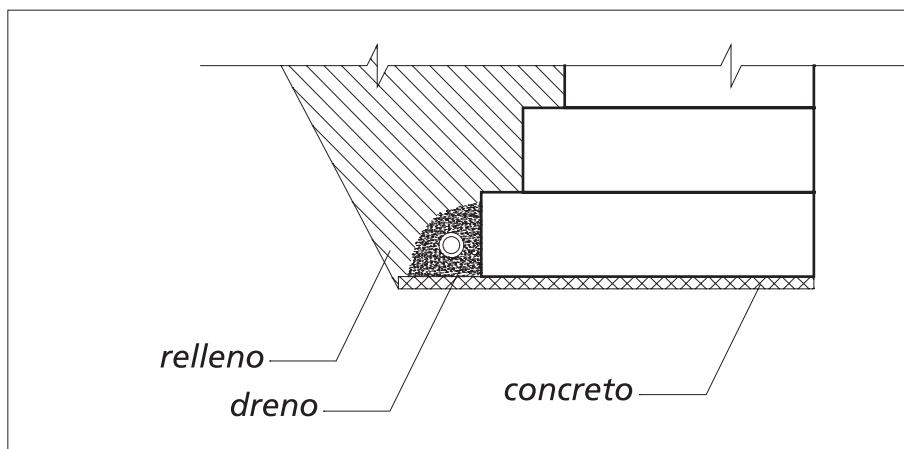


Figura 4.4.3 – Representación de un sistema de drenaje con tubos drenantes y grava

4.4.2 Drenaje profundo

El objetivo del drenaje profundo esencialmente es promover procesos que permitan el retiro de las aguas de percolación interna del macizo (del flujo a través de los poros de un macizo de tierra o a través de rajaduras y fisuras de un macizo rocoso o saprolítico), reduciendo el flujo de percolación y las presiones neutras intersticiales. Obviamente, el retiro del agua del macizo estará asociado necesariamente a obras de drenaje superficial, buscando colectar y dirigir el flujo de agua drenado del interior del macizo.

El drenaje profundo puede ser realizado por drenes sub-horizontales, cuyo funcionamiento se dará por flujo gravitacional, pozos de alivio (con o sin bombeo del agua), puenteras (con bombeo por succión), trincheras drenantes o galerías. En laderas naturales y taludes de corte, los procesos más empleados son los que utilizan drenes sub-horizontales (también conocidos como drenes horizontales profundos "DHP"), generalmente de pequeño diámetro y ejecutados en gran número. Además de los drenes profundos, se utilizan otros procesos para drenar el flujo de agua del interior de los macizos de tierra y rocosos, tales como trincheras drenantes ejecutadas junto al pie de una masa inestable y galerías de drenaje.

Es posible mejorar el drenaje del macizo a ser contenido por estructuras en gaviones con a construcción de contrafuertes al tardos de la misma.

Los contrafuertes pueden ser considerados como elementos de ancho unitario y sección coincidente con la curva de máximo empuje, siendo más largos en las camadas superiores y disminuyendo en las inferiores (ver figura 4.4.4).

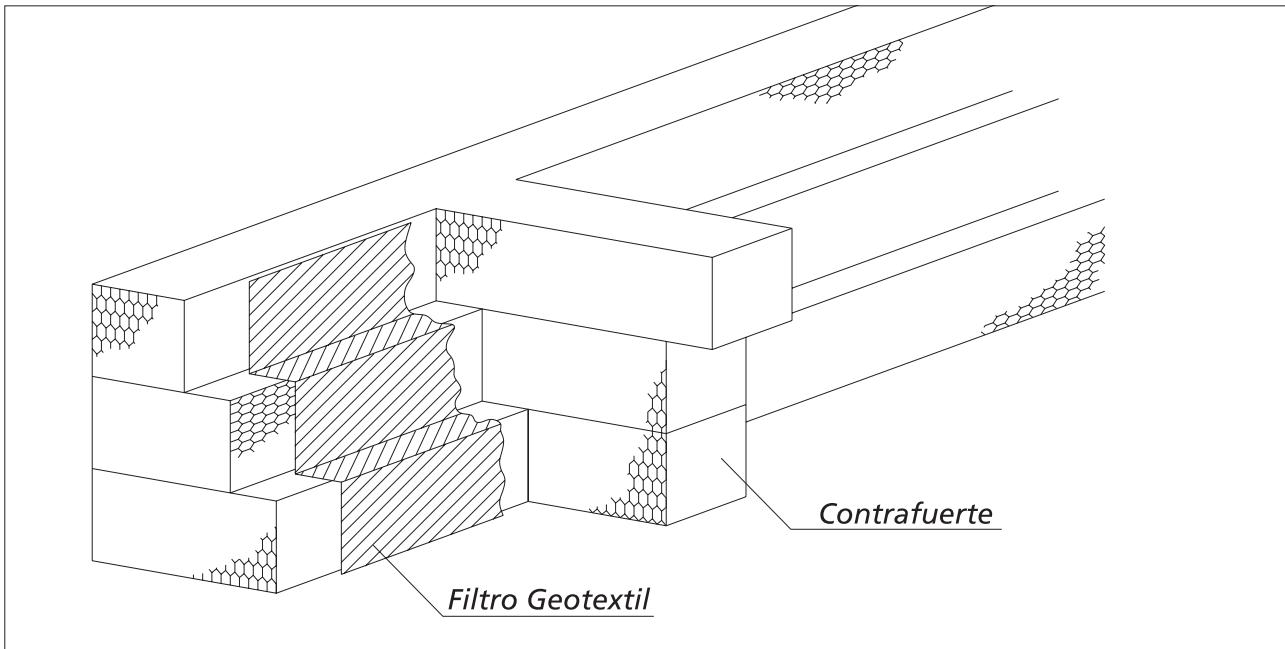


Figura 4.4.4 - Ilustración del contrafuerte

La función de los contrafuertes es predominantemente drenante pero, al mismo tiempo, desarrollan una función estática, contribuyendo para el enrobustecimiento y estabilidad de la estructura, reduciendo los eventuales desplazamientos del tope.

En primer lugar es necesario esclarecer que no existe una metodología para el dimensionamiento de la sección, posición y cantidad de los contrafuertes en los muros de gaviones, por otro lado, tales elementos son normalmente utilizados en estructuras de este tipo con el objetivo de mejorar su desempeño.

Los contrafuertes, en estructuras de contención en gaviones, fueron inicialmente utilizados en obras longitudinales (obras de contención y protección de márgenes contra erosiones), actuando como empotramiento (acabamiento) de las extremidades de aguas arriba y abajo de la estructura.

En las estructuras que sufrieron socavamiento (erosión del suelo de base debido a la ausencia de la “plataforma de deformación” y las consecuentes deformaciones, fue observado que estas eran menos acentuadas en la proximidad de los contrafuertes. Basados en estas observaciones, estos elementos pasaron a ser utilizados no solamente en las extremidades de los muros de gaviones, sino también a lo largo de su desarrollo, para optimizar su desempeño.

Desde entonces, se notó que las estructuras provistas de tales elementos presentan, normalmente, los siguientes beneficios:

- Los contrafuertes proporcionan mejores condiciones de drenaje al macizo contenido, especialmente dentro de la zona sujeta al mecanismo de falla; esto se debe al echo de que los mismos crean caminos preferenciales para el rápido flujo de las aguas de percolación, sean estas originadas por la infiltración o elevación del nivel freático. Tales efectos se reflejan, de manera positiva, en las condiciones de estabilidad del conjunto suelo-estructura, al permitir el alivio de las presiones hidrostáticas y minimizar la posibilidad de plastificación del suelo;
- Actúan como elementos de anclaje, siendo que su presencia aumenta el área de contacto con el suelo (tanto en la base cuanto en el macizo a ser contenido) mejorando la estabilidad en lo que se refiere al deslizamiento, vuelco y presiones en la fundación;
- Los gaviones, aún si son suministrados en piezas separadas y posteriormente unidos entre si a través de costura, trabajan de forma solidaria, como una estructura monolítica, de tal forma que estas, cuando provistas de contrafuertes, ganan mayor rigidez. De esta forma, frente a eventuales problemas de asentamientos o en presencia de suelos de baja capacidad de soporte, condiciones estas que generarían deformaciones acentuadas, parte de estas solicitudes son absorbidas por los contrafuertes, disminuyendo así, tales problemas.

Con relación a la posición de estos elementos a lo largo de las estructuras, podemos decir que su definición es hecha de forma empírica y está basada en experiencias anteriores; son también tomados en cuenta una serie de factores que relacionan las características de la obra con el local y situación de construcción de la misma, tales factores son:

- Posibilidad de la variación de la cota de la superficie freática (condición de rebajamiento rápido);
- Capacidad de soporte del suelo de la base;
- Heterogeneidad del suelo de apoyo;
- Susceptibilidad a la mudanza de las características de resistencia del terreno del relleno;
- Solicitudes hidráulicas (tensión de arrastre);

- Geometría de la sección de la estructura (altura y esbeltez);
- Situación en planta de la estructura;
- Interferencias (galerías, descargas hidráulicas, etc.).

Con base en todas las observaciones e informaciones anteriormente expuestas, se define como regla general una distancia mínima entre los contrafuertes de 5,0 m y máxima de 25,0 m.

Concluyendo el ítem drenaje, debe ser evaluada la necesidad de utilización de sistemas filtrantes para la protección de los rellenos.

4.4.3 Necesidad de filtros de protección

La filtración es la capacidad que tiene un material poroso de drenar un suelo permitiendo el libre movimiento de un fluido en su interior, sin permitir el pasaje, entre sus vacíos, de las partículas del suelo que está siendo drenado.

El material filtrante, además de la función de filtración también preserva las características estructurales del suelo/material drenado evitando la erosión regresiva (piping) en este material y previniendo la colmatación del medio drenante. Tal material debe obedecer, siempre y concomitantemente, a los siguientes requisitos:

- debe ser suficientemente fino para evitar el pasaje, a través de sus vacíos, de las partículas del suelo que está siendo drenado y protegido y, al mismo tiempo;
- debe ser suficientemente grueso para que las cargas disipadas en el mismo, durante el flujo, sean pequeñas.

Tales condiciones serán obedecidas cuando sean respetadas las siguientes tres desigualdades:

$$1- D_{15}(\text{filtro}) < 5 D_{85}(\text{suelo})$$

$$2- 4D_{15}(\text{suelo}) < D_{15}(\text{filtro}) < 20 D_{15}(\text{suelo})$$

$$3- D_{50}(\text{filtro}) < 25 D_{50}(\text{suelo})$$

4.4.3.1 Filtración con utilización de geotextiles

El diseño de obras de filtración utilizando geotextiles requiere el conocimiento de algunas de las propiedades de estos materiales. Además de las propiedades hidráulicas necesarias para la función de filtración, deben ser conocidas las propiedades mecánicas de tales productos, para verificar si soportan las solicitudes mecánicas durante su instalación y durante su vida de trabajo. Es también necesario que los geotextiles garanticen la continuidad de sus funciones a lo largo de la vida de la estructura, hecho que impone una importante análisis de la durabilidad de estos materiales.

Como comentado, los filtros deben ser diseñados para permitir la retención de las partículas finas del suelo y, al mismo tiempo, el libre flujo del fluido a ser drenado.

Los criterios de diseño de los geotextiles como elementos filtrantes son varios. Así como para los filtros naturales, estos criterios comparan el tamaño característico de las partículas del suelo (diámetros correspondientes al pasaje de un determinado porcentaje del suelo a través de una criba) con el tamaño de los vacíos del geotextil, caracterizado por su abertura de filtración.

Para un correcto diseño es entonces necesario evaluar los tres elementos cuyos parámetros intervienen en la filtración: suelo, fluido y filtro.

Los criterios que se proponen son aplicables a suelos de granulometría continua.

Para suelos de granulometría discontinua, como por ejemplo arcillas dispersivas, deben ser estudiados de forma especial.

Material	Coeficiente de permeabilidad k_s [cm/s]
Piedras de 4' a 5'	100
Piedras de 3' a 4'	80
Piedras de 2' a 3'	45
Piedras de 1' a 2'	25
Piedras < 1'	15
Grava	5
Arena gruesa	1 a 0,1
Arena fina	10^{-2} a 10^{-4}
Arena limosa	10^{-4} a 10^{-5}
Arena arcillosa	10^{-4} a 10^{-6}
Arena limo-arenosa	10^{-5} a 10^{-7}
MacTex®	4×10^{-1}

Tabla 4.4.1 - Permeabilidad de algunos materiales

Para una correcta definición del geotextil a ser usado como filtro, deben ser tenidos en cuenta dos aspectos distintos: la permeabilidad y la retención.

4.4.3.1.1 La permeabilidad

Las aberturas de los poros del geotextil deben ser suficientemente grandes para permitir un adecuado drenaje y disminuir las presiones hidrostáticas.

En el caso de suelos bien graduados, el movimiento de las partículas provocado por el flujo, al encontrar el geotextil, tiende a formar rápidamente un pre-filtro, no existiendo así fenómenos de erosión regresiva (piping).

Fue verificada la formación de “piping” continuo solamente en los casos en que la abertura de filtración del geotextil era muy superior a la del suelo, siendo que el geotextil tendería siempre a bloquear algunas de las partículas, dando inicio al pre-filtro (figura 4.4.5).

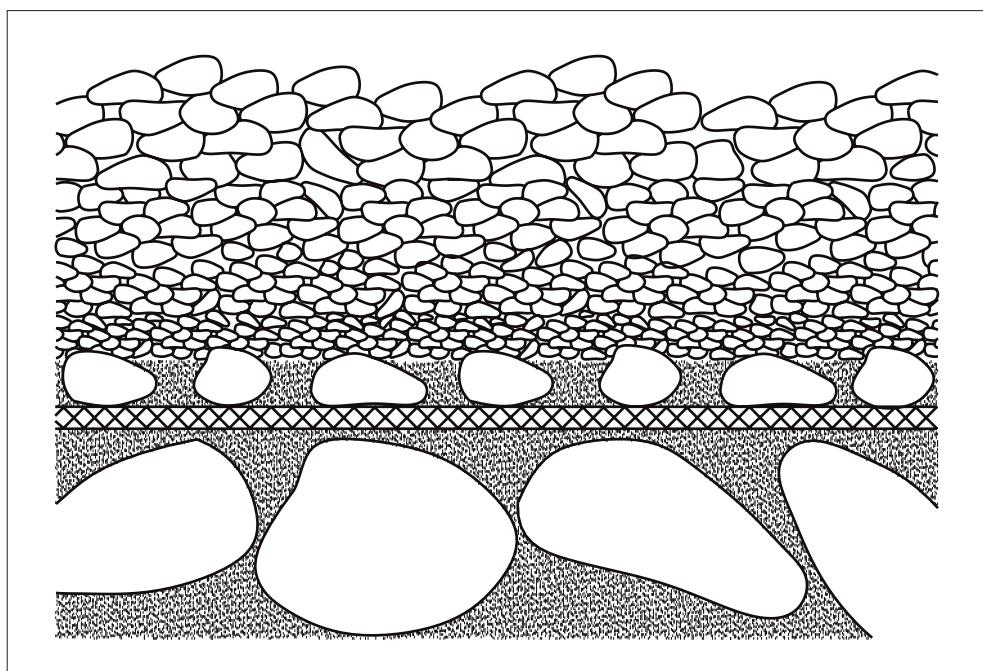


Figura 4.4.5 - Formación del pre-filtro

4.4.3.1.2 La retención

Las aberturas de los poros del geotextil deben ser suficientemente pequeñas para evitar la migración de los finos.

El problema de la colmatación solamente se verifica en situaciones bien definidas. La filtración de partículas en suspensión tiende a colmatar el filtro; el problema es grave

solamente en el caso de partículas muy finas (arcillas o limos) que podrían reducir la permeabilidad del sistema al punto de requerir la substitución del filtro o su retrolavado.

Como anteriormente indicado, así como en el caso de un filtro natural, para una correcta filtración, debe ser garantizado contemporáneamente no solamente que el geotextil detenga las partículas del suelo si no que también que este no se colmate durante la filtración.

Los principales mecanismos de colmatación son el bloqueo de la entrada de los poros y el bloqueo interno de los vacíos, así como representado en la figura 4.4.6.

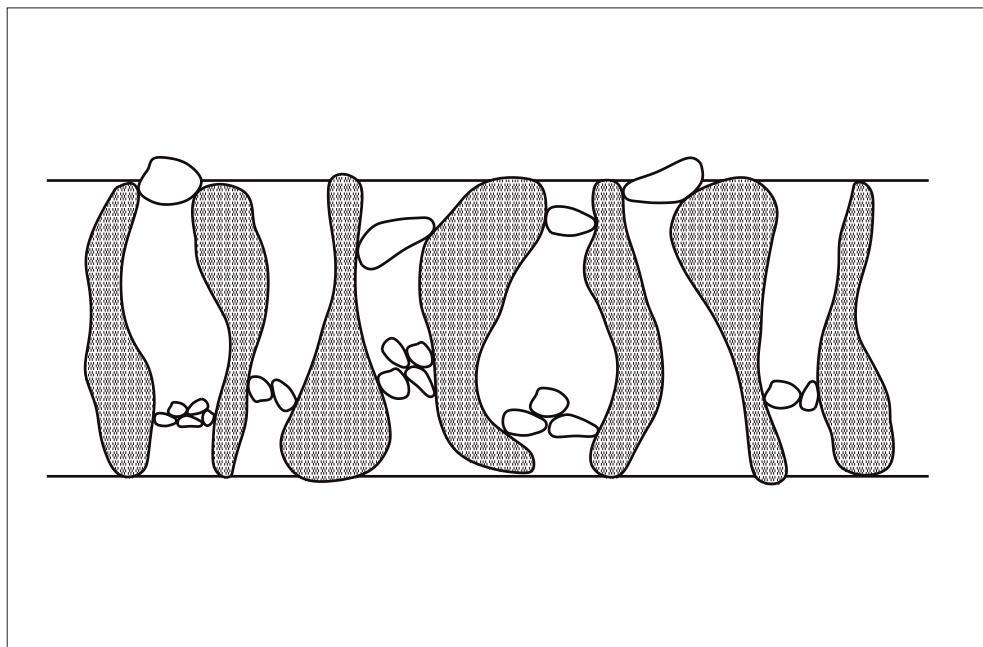


Figura 4.4.6 - Mecanismos de colmatación de un filtro geotextil

En el bloqueo de la entrada de los poros, solamente una pequeña parte del suelo obstruye internamente los vacíos del geotextil, mientras que las aberturas superficiales del filtro son fechadas por partículas mayores. Este es un mecanismo particularmente importante en el caso de suelos con curva granulométrica discontinua (suelos de graduación abierta) y que están expuestos al fenómeno de subfusión (movimiento de partículas más finas a través de los poros de la matriz del suelo formada por partículas mayores).

En el bloqueo interno de los vacíos, el geotextil puede perder mucho de su permeabilidad debido a la obstrucción de sus vacíos por las partículas de suelo retenidas en su interior.

Existen actualmente varios criterios propuestos para el diseño de los filtros geosintéticos con diferentes consideraciones, pero la grande mayoría está basada en la relación:

$$O_{95} < d_{85}$$

Siendo d_{85} el diámetro equivalente de la criba que permite el pasaje de 85% del suelo a ser filtrado y O_{95} la apertura de filtración del geotextil.

Uno de los criterios más utilizado es el criterio del Comité Francés de Geotextiles y Geomembranas (CFGG) de 1986, debido a su simplicidad y también porque tal criterio permite considerar diversas situaciones.

4.4.3.2 Colocación del geotextil (cuando especificado)

El geotextil es generalmente empleado al tardos de las estructuras en la interfase entre los gaviones y el material de relleno (figura 4.4.7), especialmente cuando estas estructuras también tienen la función de defensa hidráulica (fluvial, lacustre o marítima) y en los casos en que el material de relleno necesite de tal protección.

Cuando el suelo de fundación posee baja capacidad de soporte o esté expuesto a estar saturado, es recomendable la adopción de un geotextil en la interfase fundación-estructura. En este caso el geotextil desempeñará las funciones de separación y refuerzo (figura 4.4.7) y deberá ser correctamente dimensionado para soportar tales esfuerzos.

El geotextil, que es suministrado separadamente, debe ser cortado en paños de dimensiones adecuadas.

Se debe tener cuidado que el geotextil, durante el manipuleo, no sea ensuciado por barro, grasa, etc., echo que podría comprometer su permeabilidad (colmatación).

Aprovechando las sobras del alambre de amarre, el geotextil puede ser fijado, con dos puntos a cada metro, en la arista superior posterior del gavión, apoyándolo el paramento interno.

Para mantener la continuidad del filtro, se debe prever un traslape mínimo de 30cm, al final de cada paño o, con equipamiento adecuado, proceder a la costura entre los paños de geotextil.

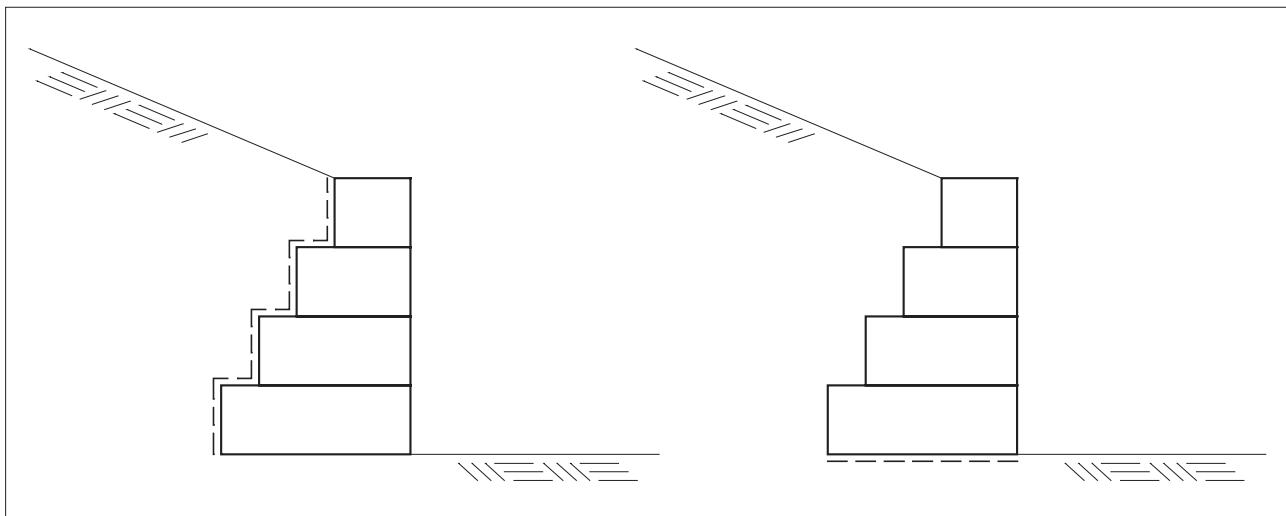


Figura 4.4.7 – Detalle de la posición del filtro geotextil al tardos o en la base de la estructura

4.5 Informaciones prácticas complementares

4.5.1 Nivel de la fundación

Es aconsejable empotrar la estructura por lo menos 0,30 m con la finalidad de aumentar su resistencia al deslizamiento y para promover la retirada de la camada superficial de suelo orgánico, no recomendada como fundación.

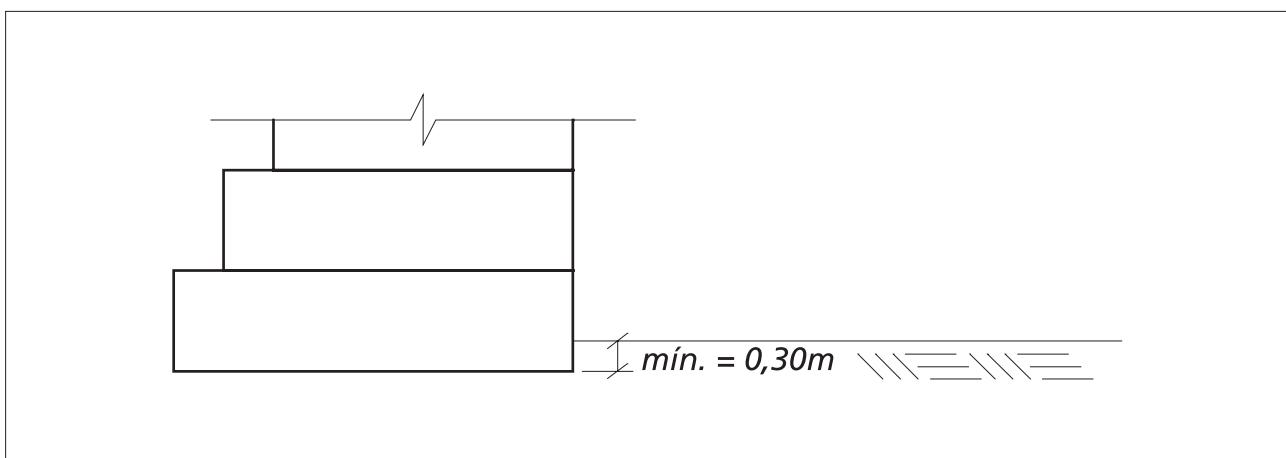


Figura 4.5.1 - Detalle del empotramiento de la base de la estructura en el suelo de fundación

4.5.2 Preparación de la fundación

Normalmente, la preparación de la fundación se resume a la regularización del terreno en la cota de apoyo de la estructura. Cuando se desea mejorar la capacidad de soporte del suelo de fundación, es recomendable prever una camada de piedras o de concreto pobre sobre este suelo, como mostrado en las figuras que siguen.

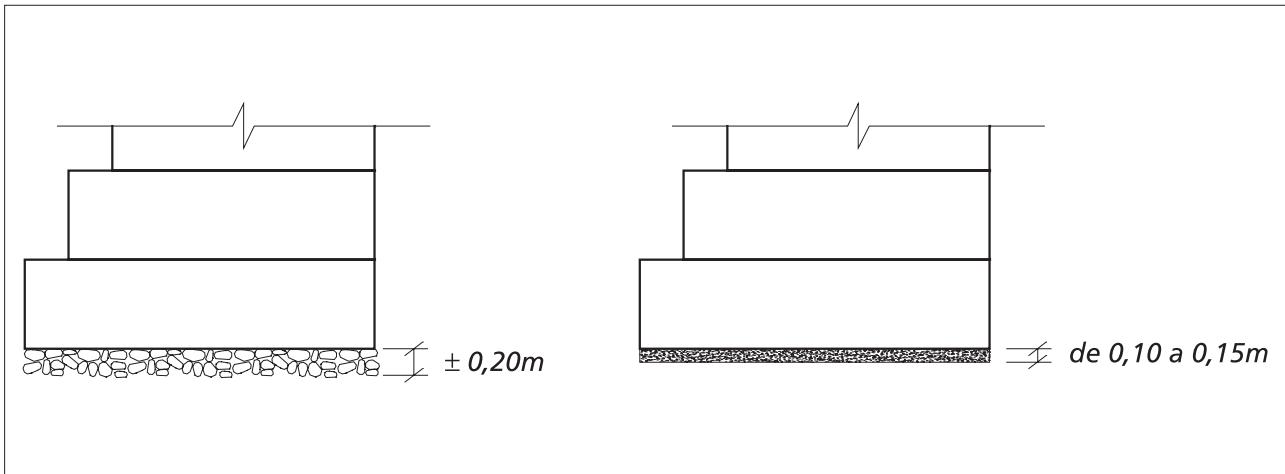


Figura 4.5.2 - Detalle de la preparación del terreno en la cota de apoyo de la estructura

4.5.3 Gaviones de las camadas inferiores

Para estructuras con alturas superiores a 5,0 m, es recomendable que los gaviones que forman las camadas próximas a la base tengan altura de 0,5 m, siendo que, debido a su mayor cantidad de malla de acero por m^3 ofrecen, consecuentemente, mayor resistencia a los esfuerzos de compresión y corte. El resultado es una estructura mucho más eficiente, tanto del punto de vista estructural, como también del estético.

4.5.4 Posición de los gaviones en la estructura

Siempre que posible, principalmente en las camadas inferiores de estructuras altas, es recomendable colocar los gaviones con la dimensión mayor ortogonal a la cara externa de la estructura. Esta posición proporciona a la misma mayor resistencia a los esfuerzos de compresión y corte.

4.5.5 Escalonamiento entre camadas

Se recomienda que el aumento o reducción de la dimensión transversal entre las camadas de la estructura no exceda 0,5 m para las estructuras con escalones internos o externos, pudiendo llegar a 1,0 m en las estructuras con escalones en ambas caras. Para la camada de base pueden ser aceptados aumentos de hasta dos veces los indicados anteriormente.

La última camada de gaviones de la estructura (tope) deberá tener dimensión transversal mínima de 1,0 m.

4.5.6 Escalonamiento interno y externo

Estructuras con escalones internos y paramento externo plano generalmente son preferidas por razones estéticas o de limitación de espacio. Del punto de vista estático, las estructuras con escalones externos resultan más estables.

Para estructuras con escalones internos y altura superior a 5,0 m, es recomendable que la camada de base sea colocada con escalonamiento externo (figura 4.5.3). Es también conveniente que estas estructuras sean inclinadas de por lo menos 6° o mantengan un escalonamiento externo de 10 cm entre las camadas. Estos detalles contribuyen para un mejor aspecto estético de la obra, principalmente si la estructura llegara a presentar pequeñas deformaciones.

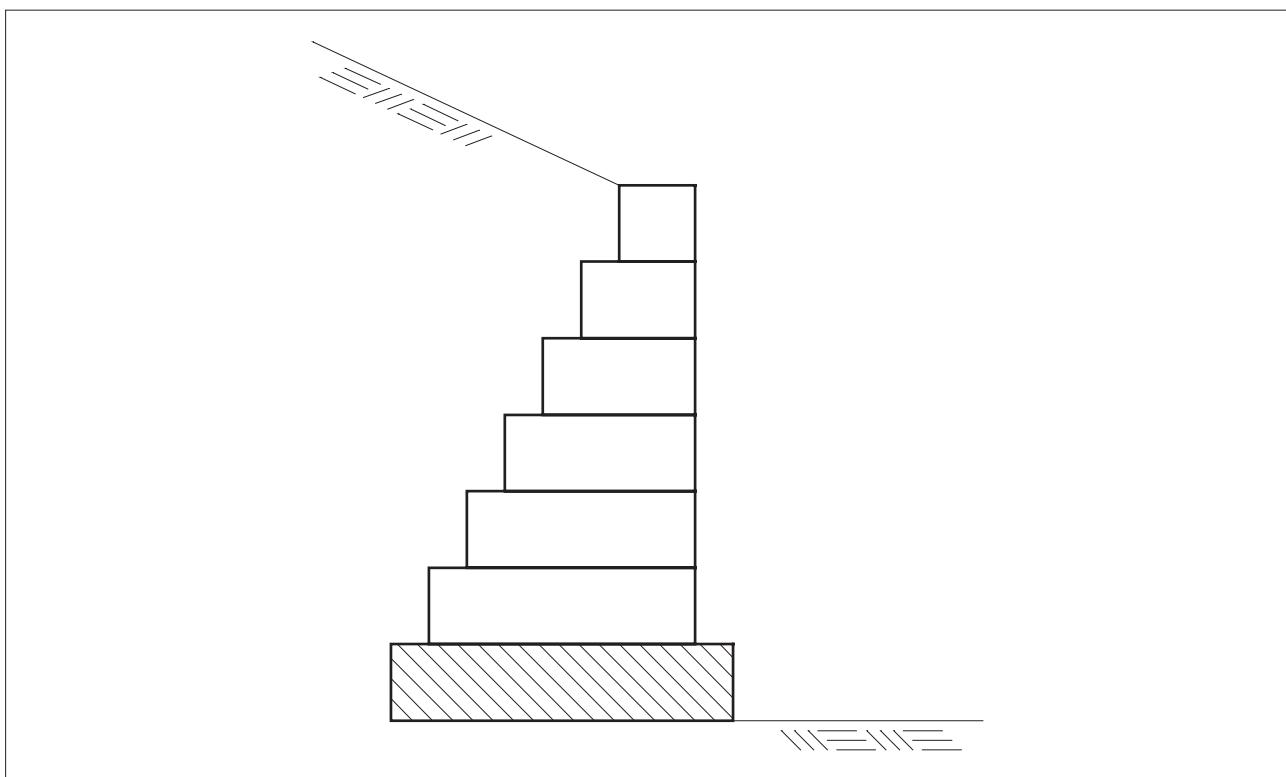


Figura 4.5.3 - Detalle de los escalones en la cota de apoyo de la estructura

4.5.7 Plataformas de deformación

Siempre que la estructura de contención también deba funcionar como defensa fluvial, es necesario prever, en su parte frontal, una plataforma de deformación en colchones Reno®, para evitar la erosión del suelo de apoyo y consecuente socavación de la estructura (figura 4.5.4).

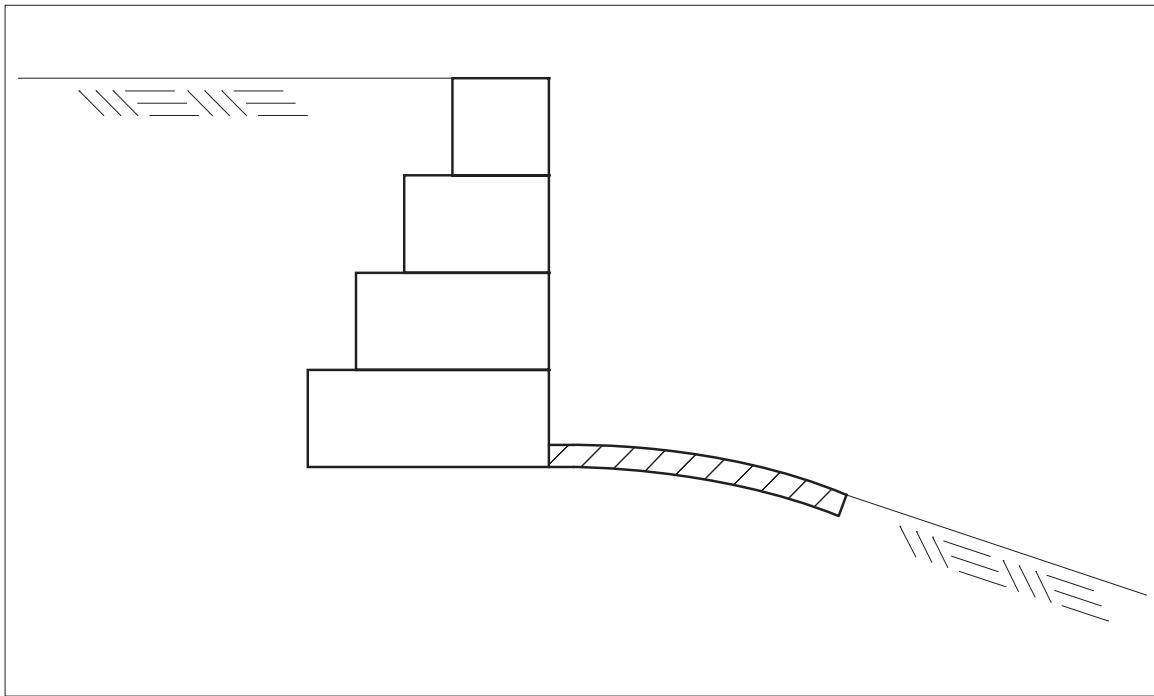


Figura 4.5.4 - Plataforma en Colchones Reno® para la protección del pie de la estructura

4.5.8 Transposición de tubos, vigas, etc.

Estos tipos de intersecciones, que son comunes en obras longitudinales, principalmente aquellas de defensa fluvial, y que representan problemas para las otras soluciones de contención, son fácilmente realizadas en las estructuras en gaviones. Es suficiente doblar o cortar los elementos que serán atravesados por tales interferencias, haciendo con que la estructura en gaviones envuelva las mismas.



Figura 4.5.5 - Detalle de la estructura adaptada a las interferencias

4.5.9 Transposición con otros tipos de estructuras

El cruce de una estructura en gaviones con otro tipo de estructura preexistente (concreto, enrocado, etc.) no requiere ningún cuidado o técnica especial. Es suficiente que los gaviones que forman la transición queden totalmente alineados y apoyados a la otra estructura evitando así la fuga del material a ser protegido.



Figura 4.5.6 - Detalle de una transición



5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Heyman, J., Coulomb's Memoir on Statics: An Essay in the History of Civil Engineering, London Imperial College Press, 1997.
- [2] Colorado Test Center, INC., Tensile Testing of Small Diameter Wire Mesh, Denver, 1983.
- [3] Maccaferri S.p.A., Structure flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre. Bologna – Itália, 1986.
- [4] Bishop, A. W. and Hankel, D. J., The measurement of soil properties in the triaxial test, New York: Wiley, 1974.
- [5] Head, K. H., Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 2, London: Pentech, 1988.
- [6] Cedergren, H. R., Seepage, Drainage and Flow Nets, New York: J. Wiley, 1967.
- [7] Jàky, J., "The coefficient of earth pressures at-rest", Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp 355-358, 1944.
- [8] Bowles, J. E., Foundation analysis and design, third edition, McGraw-Hill, 1982.
- [9] Terzaghi, K. & Peck, R. B., Soil mechanics in engineering practice, second edition, John Wiley & Sons, New York, 1967.
- [10] Boussinesq, M. J., Application de potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Gauthier-Villars, Paris, 1885.
- [11] Terzaghi, K., Anchored Bulkheads, Transactions ASCE, V. 119, pp 1243-324, 1955.
- [12] Barros, P. L. A., Empuxo exercido por maciço não homogêneo sobre muros de arrimo, Simpósio de Informática em Geotecnia, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - NRSP, pp 159-166, 1994.
- [13] Wu, T. H. Retaining walls, Foundation engineering handbook, eds: Winterkorn, H. F. & Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold, New York, pp 402-17, 1975.
- [14] Seed, H. B. & Whitman, R. V., Design of earth retaining structures for dynamic loads, ASCE Spec. Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp 103-47, 1970.

**5. REFERENCIAS
BIBLIOGRÁFICAS**

- [15] Caquot, A & Kerisel, J., Tables for Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations, Gauthier-Villars, Paris, 1948.
- [16] Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics. John Wiley, New York, 1943.
- [17] Barros, P. L. A., Análise e Dimensionamento de Muros de Arrimo de Gabiões, GCP Engenharia, Projetos e Consultoria S/C Ltda., São Paulo, 1992.
- [18] Brinch Hansen, J., A revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin Nº. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
- [19] Fellenius, W., Erdstatische Berechnungen, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1927.
- [20] Bishop, A. W., The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, 5(1)7-17, 1955.
- [21] Nguyen, V. U., Determination of critical slope failure surfaces, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(2)238-50, 1985.
- [22] Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda., Estruturas flexíveis em gabiões para obras de contenção, Publicação técnica, 1990.
- [23] Kézdi, A., Lateral earth pressure, Foundation engineering handbook, eds: Winterkorn, H. F. & Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold, New York, pp 197-220, 1975.
- [24] Chang, C. S. & Chap, S. J., "Discrete Element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall". Computer and Geotechnics, 16 pp 291-310, 1994.
- [25] Clough, A. & Duncan, J.M., "Finite element analysis of retaining wall behaviour", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, 97(12), pp 1657-1674, 1971.
- [26] Clough, A. & Duncan, J.M., "Earth pressures in: Foundation Engineering Handbook", Second edition, Edited by Fang, H. Y. Van Nostrand, New York, pp 223-235, 1990.
- [27] Hartmann, F., Introduction to Boundary Elements, Springer-Verlag, Berlin, 1989.
- [28] Massad, Faiçal, Obras de terra: curso básico de geotecnia / Faiçal Massad. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

[29] Carvalho, Pedro Alexandre Sawaya de, DER SP – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, Taludes de Rodovias – Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas – São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991 (Publicação IPT; n^o. 1843).

[30] Raimundo C. Lopez A., Ramon A. Veja E., Análisis comparativo entre un muro de gavión y un muro de concreto armado, Tesis de licenciatura – Universidad Santa María La Antigua, Panamá – 1988.

[31] Koerner, Robert M., Designing with geosynthetics / Robert M. Koerner, 4th ed. P. cm. Prentice-Hall, Inc., Simon & Schuster / A Viacom Company - Upper Saddle River, New Jersey 07458.





Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001



MACCAFERRI AMERICA LATINA

Matriz.
Av. José Benassi, 2601 - Distrito Industrial FazGran
CEP 13.213.085 - Jundiaí - SP - Brasil
T: +(55) 11 4525-5000
E: info.br@maccaferri.com
www.maccaferri.com.br

Maccaferri de Argentina S.A.
T: (+54) 3327 412201
E: info.ar@maccaferri.com

Maccaferri de Bolivia Ltda.
T: (+591) 3 322-8042
E: info.bo@maccaferri.com

Maccaferri del Caribe.
T: (+809) 472-3380
E: info.do@maccaferri.com

Maccaferri de Centroamérica Ltda.
T: (+506) 2244-6090
E: info.cr@maccaferri.com

Maccaferri de Chile S.P.A.
T: (+56) 2 2940-2347
E: info.cl@maccaferri.com

Maccaferri de Colombia Ltda.
T: (+57) 1 636 9230
E: info.co@maccaferri.com

Maccaferri de Ecuador S.A.
T: (+593) 2 3820-971
E: info.ec@maccaferri.com

Maccaferri de Guatemala S.A.
T: (+502) 2208-3535
E: info.gt@maccaferri.com

Maccaferri de México.
T: (+52) 442 229 43 00
E: info.mx@maccaferri.com

Maccaferri de Panamá S.A.
T: (+507) 292-8608
E: info.pa@maccaferri.com

Maccaferri de Perú S.A.C.
T: (+51) 1 206-2600
E: info.pe@maccaferri.com