

# Alternativas para la estabilización de taludes en el cantón de León Cortés



# Abstract

This project is to provide comprehensive solutions to the problems of slope stabilization, due to the geomorphology of the canton of Leon Cortes, as it is characterized by a topography of steep slopes and high precipitation intensity. Objectives is to design a retaining wall in masonry and gabion wall for slope stabilization; also performing their respective construction process and budget.

To do this, it aims to collect data in the area (National Emergency Commission, Instituto Costarricense de Electricidad and the Internet), as well as bibliographic information and topics to be developed based on the national legislation make a calculation. It is intended to use the Excel program and Geo5; for designing walls.

Both projects are located in the canton of San Antonio with qualities similar soils, for masonry wall a wall of 2,75m high is designed by 1.55 m of 20cm thick base; It contains the rod No. 6 @ 20cm and a vertical wall steel screen No. 6 @ 20cm and 60cm horizontal # 4 @. The gabion wall is 3.00 m in both height and base at an inclination of 12 degrees with a free edge of 70cm, for a total of 6 gabions profile. In both cases the construction of drainage is necessary to evacuate the water.

In conclusion when comparing both walls, economically important differences are estimated, as both designs were performed under the same conditions, which varies in the choice, it is the area that is available for the project.

**Keywords:** Stabilization of slopes, overhanging walls, masonry walls, gabion wall

# Resumen

Este proyecto consiste en dar soluciones generales a los problemas de estabilización de taludes, debidos a la geomorfología del cantón de León Cortés, ya que se caracteriza por poseer una topografía de altas pendientes y precipitación con alta intensidad. Como objetivos se pretende diseñar un muro de retención en mampostería y un muro de gaviones para la estabilización de taludes; además, de realizar su respectivo proceso constructivo y presupuesto.

Para ello, se pretende recolectar datos de la zona (Comisión Nacional de Emergencias, Instituto Costarricense de Electricidad e Internet), así como información bibliográfica de los temas a desarrollar y con base en la normativa nacional realizar una memoria de cálculo. Se pretende hacer uso del programa de Excel y Geo5; para el diseño de muros.

Ambos proyectos se localizan en el cantón de San Antonio con cualidades de suelos similares, para el muro de mampostería se diseña un muro de 2,75m de alto por 1,55 m de base de 20cm de espesor; la base contiene varilla #6 @ 20cm y la pantalla del muro acero vertical # 6 @ 20cm y horizontal # 4 @ 60cm. El muro de gaviones es de 3,00 m tanto de altura como de base a una inclinación de 12 grados con un borde libre de 70cm, para un total de 6 gaviones de perfil. En ambos casos es necesaria la construcción de drenajes para evacuar las aguas.

Como conclusión al comparar ambos muros, económicamente no se estiman diferencias importantes, ya que ambos diseños se realizaron bajo las mismas condiciones, lo que varía en la escogencia, es el área que se dispone para el proyecto.

**Palabras Claves:** Estabilización de taludes, muros en voladizo, muros de mampostería, muro de gaviones.

# **Alternativas para la estabilización de taludes en el cantón de León Cortés**

KARLA FABIOLA UGALDE MADRIGAL

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2015

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE  
PROYECTO DE GRADUACIÓN**

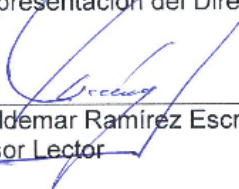
Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Alonso Poveda Montoya, Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Oldemar Ramírez Escribano, Ing. Ángel Navarro Mora, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



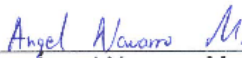
Ing. Alonso Poveda Montoya  
Em representación del Director



Ing. Gustavo Rojas Moya.  
Profesor Guía



Ing. Oldemar Ramírez Escribano.  
Profesor Lector



Ing. Ángel Navarro Mora.  
Profesor Observador

# Contenido

Prefacio.....	1
Resumen ejecutivo .....	2
Introducción al caso de estudio .....	10
Metodología .....	14
Resultados.....	19
Análisis de los resultados .....	26
Conclusiones .....	30
Apéndices .....	31
Anexos .....	53
Referencias.....	58



# Prefacio

La elaboración de este proyecto surgió del interés de colaborar en el desarrollo de la Ingeniería Civil en temas distintos a la construcción de vivienda, en el cantón de León Cortés, además de mostrar a las instituciones constructoras y reguladoras de permisos (Municipalidades) la importancia del uso de un diseño amparado en códigos y normas.

Uno de los motivos primordiales para dirigir la práctica en el tema de estabilización de taludes se basa en la modificación geométrica del terreno a la hora de realizar proyectos de construcción, sin contemplar en el diseño y presupuesto las consecuencias que esto implica, lo cual provoca a futuro una inversión mayor para solucionar los problemas que se pudieron evitar desde el inicio de la obra. Otro motivo a tomar en cuenta es la poca publicidad que se le da a los distintos tipos de corrección que existen, y la escogencia muy conservadora del método a utilizar por falta de un código nacional en el tema.

Con este proyecto se pretende informar de las opciones más viables para corrección de taludes teniendo en cuenta las condiciones generales de la Zona de los Santos. Además de heredar una hoja de cálculo para el diseño de muros en mampostería tipo voladizo, para incentivar su uso en futuros proyectos de forma ágil y sencilla.

Como objetivo primordial dar solución a problemas de estabilidad en dos taludes específicos, con sus respectivos diseños amparados en códigos nacionales y normas internacionales. Y tratar de demostrar al ente municipal que para hacer bien un proyecto con el menor costo debe haber una inversión inicial en ingeniería, donde se tomen en cuenta las condiciones del geomorfológicas y por descarte se establezca el tipo de diseño ideal para un proyecto específico.

Finalmente, agradecer a la Municipalidad de León Cortés por abrirme las puertas y confiar en mi trabajo, a todo el personal por el apoyo en especial al Arquitecto Rolando Castro, el señor

Alcalde Municipal Leonardo Quesada, al Ing., Luis Diego Picado director de la Unidad Técnica, al Ing. Emigdio Mata Montero, a mi profesor guía Gustavo Rojas, profesor lector Ing. Oldemar Ramírez E. y observador Ing. Rommel Cuevas K.

# Resumen ejecutivo

El tema de suelos es poco abarcado en obras de ingeniería, por lo general cuando se diseña y ejecuta un proyecto, se enfatiza en el objeto a diseñar ignorando el lugar donde se colocará, el área donde será construido; cuando esto sucede las posibilidades de que la estructura falle o se vea afectada son muy elevadas. Y la solución del problema resulta en algunos casos una verdadera pesadilla.

El diseño consiste crear un proyecto manteniendo un equilibrio, y cuando este no se prevé o se satisface, la naturaleza busca sus medios para realizarlo, es por esto que se debe tener en cuenta la interacción de la estructura con el medio; en el caso del suelo se busca diseñar cimentaciones de tal forma distribuyan los esfuerzos de manera que afecte lo menos posible el estado inicial de las partículas de suelo, de igual forma al diseñar muros de contención u otras estructuras o modos de mantener la estabilidad del terreno.

Las labores realizadas en la Práctica Profesional Dirigida consistieron en dar soluciones a los problemas de estabilización de taludes, debidas a la geomorfología del cantón de León Cortés, específicamente al distrito de San Antonio. De igual forma estandarizar los diseños en la medida posible, para que puedan ser reutilizados en otros proyectos de magnitud semejante. Como objetivos se pretende diseñar un muro de retención en mampostería y un muro de gaviones para la estabilización de taludes; de realizar su respectivo proceso constructivo y presupuesto.

Para cumplir con el objetivo principal, se realizó un proceso investigativo, donde se determinaron, por medio de correlación las características menos favorables de la zona en estudio, esto debido al tedioso del proceso de contratación municipal, para pruebas de laboratorio.

Mediante el método observacional se ideó un diseño geométrico preliminar y mediante la memoria de cálculo se modificó hasta alcanzar el dimensionamiento definitivo. Para lograr los diseños de ambos muros se usó el programa de Excel y Geo5. El diseño del muro de mampostería se resume en un muro de 2,75m de alto por 1,55 m de base de 20cm de espesor; la base contiene varilla #6 @ 20cm y la pantalla del muro acero vertical # 6 @ 20cm y horizontal # 4 @ 60cm. El muro de gaviones es de 3,00 m tanto de altura como de base a una inclinación de 12 grados con un borde libre de 70cm, para un total de 6 gaviones de perfil. En ambos casos es necesaria la construcción de drenajes para evacuar las aguas.

Debido al dimensionamiento de ambos muros, fue posible realizar una comparación, donde se determinó que económicamente la diferencia es irrelevante, lo cual influye en la toma de decisión de un muro a otro es el espacio con el que se cuenta; no obstante, para alturas inferiores a 3m puede resultar más económico el muro de mampostería, mientras que si la altura requerida es superior a 3m se recomienda pensar en el diseño de un muro de gaviones.

El tema del proceso constructivo se abarcó en forma general, ya que para intereses de la entidad para la cual se realizaron los diseños, no se encarga de la construcción de los proyectos. Para ambos muros es necesario darle un mantenimiento anual preventivo, que consiste en evaluar el estado del muro y la obstrucción de los drenajes.



# ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

## Talud

De acuerdo con la definición de la Real Academia Española un talud es la inclinación del paramento de un muro o de un terreno

En general un talud es un volumen de tierra que no es plano (respecto a la horizontal), que posee una pendiente. Se pueden encontrar taludes naturales los cuales forman parte de la topografía natural (terreno inalterado) y taludes artificiales, que corresponden a terrenos manipulados por el hombre; este segundo grupo se clasifica en talud de terraplén (rellenos) y talud de corte.

## Partes de un talud

Existen algunos términos para definir las partes de un talud. El talud comprende una pendiente, corona, pie de talud, cara, altura y terraza.

De acuerdo con las definiciones dadas por el doctor Rafael Baltodano, en el curso de Mecánica de Suelos II impartido en el Instituto Tecnológico de Costa Rica estas se definen de la siguiente manera:

**Pendiente:** describe el grado de inclinación del talud. Se habla de H: V; por lo general se da en porcentaje.

**Corona y pie de talud:** son los puntos donde el talud interseca el terreno plano.

**Cara del talud:** superficie del terreno entre la corona y el pie del talud.

**Altura del talud:** Es la diferencia de elevación entre la corona y el pie de talud medido verticalmente

**Terraza:** Zona horizontal formada en la cara del talud.

**Escarpes:** se forman por cambios en la pendiente del terreno; se habla de escarpe superior al último cambio de pendiente ubicado en la corona del talud, y escarpes secundarios a los que se encuentran en la cara del talud.

Un talud puede permanecer estable por periodos largos; la inestabilidad del mismo puede ser producto de cambios topográficos, sismos, flujos de agua subterránea, meteorización, cambios en las propiedades del suelo como la resistencia de corte, presión de poros, esfuerzos entre otros.

## Modos de inestabilidad en el suelo.

A continuación se presentan los modos y tipos de falla provocados por la inestabilidad, representados con la figura 1.

- **Caída de bloques:** por lo general ocurren en taludes con fuerte pendiente y son provocados por la erosión, la separación producida por raíces, presión de agua o sismos.
- **Inclinación o volteo:** similar a la caída de bloques, el volteo comienza con una masa de roca o arcilla firme rotando a partir de una fisura casi vertical. Ocurre solo en taludes de gran pendiente.
- **Deslizamientos:**

Falla rotacional: ocurre en materiales homogéneos como las arcillas, el plano de falla posee **forma circular**, y su tamaño está relacionado con la pendiente del talud, a mayor pendiente mayor será el plano de falla.

Falla traslacional: la superficie de **falla es plana**, por lo general se da en estratos con resistencias bajas a poca profundidad del talud,

debido a elevaciones de presiones de poro en el agua contenida; siendo propensas las arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos sueltos.

Deslizamientos compuestos: tienen características de deslizamientos con otros mecanismos de inestabilidad.

Reptación: son similares a los deslizamientos traslacionales con la diferencia que los bloques se separan al moverse, este tipo de falla refleja movimiento en una capa muy débil de suelo.

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año. (Brabb y Hrod, 1989).

La búsqueda de soluciones a cualquier problema requiere, antes que nada un buen diagnóstico. Solo así se podrán aplicar medidas dirigidas e intensivas. Para ello es imprescindible comprender el mecanismo de estabilidad de los taludes. Este conocimiento es esencialmente el mismo para proyectar nuevos taludes seguros, comprobar la seguridad de laderas y taludes adyacentes, a su vez analizar taludes deslizados y diseñar su reparación. (Bauzá, 2014. pp 5.).

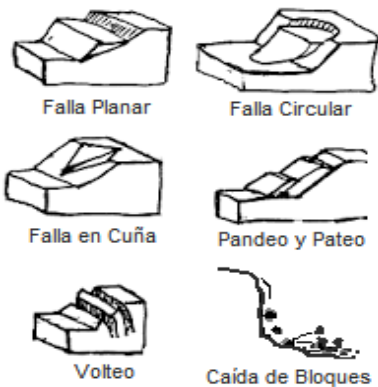


Figura 1. Distintos tipos de falla en taludes (Adaptado de Gonzalo Duque, www.geocitier.ws)

## Monitoreo de deslizamientos mediante sistemas de auscultación Geotécnica

La auscultación Geotécnica, es la rama de la ingeniería que permite medir la respuesta del terreno ante determinadas variaciones en las condiciones de su entorno; fundamentado en el Método Observacional. (Alpizar, 2014)

### Método Observacional (MO)

Consiste en controlar el proyecto tomando en cuenta la seguridad al menor costo posible.

La ingeniera Alicia Alpizar describe el método en cuatro pasos. Como primer punto hace mención de un análisis previo, el cual se basa en la exploración para establecer la naturaleza, el patrón y las propiedades del sitio; entre las técnicas de investigación se encuentra el uso de mapas topográficos, geológicos, geotécnicos y específicos junto con la fotografía aérea y terrestre; de esta manera, evaluar las condiciones más probables que se puedan presentar. El diseño se basa en la hipótesis de trabajo con las condiciones más desfavorables y realizar modificaciones en el diseño para cada pronóstico. Como tercer paso la instrumentación consiste en seleccionar y medir las cantidades que serán observadas y evaluar las condiciones reales. Por último el análisis e instrumentación que consiste en modificar el diseño y adaptarlo a las condiciones reales.

### Parámetros que influyen en la estabilización de un talud en suelo

Existen diversos factores que influyen en la estabilidad de un talud; a continuación se mencionan algunos parámetros que deben tomarse en cuenta a la hora de determinar las causas de la inestabilidad

- Peso del suelo
- Geometría del terreno: inclinación de ladera
- Geometría del talud: altura e inclinación del talud

- Resistencia del terreno: ángulo de rozamiento y cohesión
- Presencia de agua

## Pendientes en taludes. |

La pendiente o inclinación del talud depende, principalmente del tipo de material con que esté constituido y el estado del mismo. A este parámetro se le conoce como ángulo  $\beta$ .

Existen distintos métodos para determinar la inclinación máxima posible del talud, como por ejemplo el Ábajo de Taylor, donde toma en cuenta la altura del talud, la cohesión, ángulo de rozamiento interno, peso específico y coeficiente de seguridad (la figura 37 de Anexos, muestra una modificación del Abaco de Taylor)

En el caso de taludes en roca la inclinación o relación (V/H) va entre 1 a 5.

- Granito, Basalto y lava, utilizan inclinaciones de 2 a 5.
- Arenisca masiva y caliza de 2 a 4.
- Sedimentarias Ineterestratificada entre 1.3 a 2.
- Arcillolita y limonita entre 1 a 1.3.
- Gneis, esquistos y mármol de 2 a 4.
- Pizarra de 1.3 a 2.

De acuerdo a Luis Bañón en taludes no rocosos la inclinación se determina por el ángulo de rozamiento interno, siendo avituales en obras de carreteras taludes de 1:1 para suelos granulares, 3:2 para intermedios y 2:1 para arcillosos, limos o con características especiales. Un ejemplo de esto se observa en la siguiente figura.

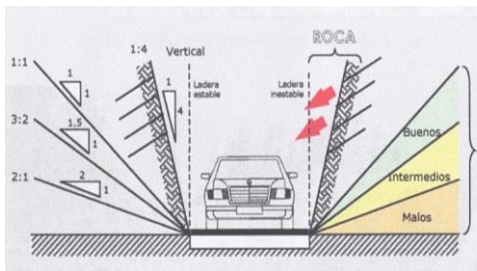


Figura 2: Taludes recomendados en zonas de desmonte (Bañón B.)

## Tipos de estabilización

Actualmente, se puede encontrar distintas medidas correctivas o tipos de estabilización de suelos; cada estabilización requiere un análisis y diseño teniendo en cuenta la topografía del área afectada, propiedades de los suelos y rocas, patrón de drenaje natural, modo de falla y un respectivo análisis de estabilidad además de la hidrología, vegetación, clima, entre otros.

A continuación, se presentan algunas alternativas viables utilizadas a nivel mundial en distintos proyectos, sugeridas por Emilio García.

- **Modificación de geometría:** Eliminación de terreno, Descabezamiento, Bermas.
- **Corrección Superficial:** Mallas, gunita (concreto proyectado), siembras.
- **Corrección por drenajes:** Drenajes superficiales, drenajes profundos.
- **Elementos resistentes:** Muros, anclajes, pantallas de pilotes o continuas.

## Modificación de geometría

**La eliminación del terreno**, consiste en remover material de tal forma que se logre la estabilidad modificando la geometría por lo general se logra disminuyendo la pendiente del talud o con la creación de terrazas. Para taludes de relleno con problemas de asentamiento o estabilidad se utiliza la sustitución, donde se remueve el terreno y se reemplaza con material en condiciones mejores a las del terreno existente; no obstante, es un proceso largo dependiendo del área a manipular, ya que se debe realizar un proceso de compactación entre capa y capa de suelo.

**El descabezamiento**, radica en retirar material de la corona o cabeza del talud, ya que por lo general

[...] es en esta zona donde el peso del material contribuye más al deslizamiento y menos a la resistencia del mismo, dado que en la parte superior de la superficie de deslizamiento es donde esta tiene su máxima inclinación. Por ello, la eliminación de escasas cantidades de material produce aumentos importantes del factor de seguridad. (Ayala Carcedo, 2006).

No se debe remover el material deslizado (que se encuentra en el pie del talud), ya que el peso del material colocado en el pie del talud

**Comentado [RS1]:** Falta el número de página de la cita textual.

produce un aumento de las tensiones normales aumentando su resistencia.

Las Bermas son cortes en la cara del talud en forma de "escalera". Dividiendo el talud en múltiples taludes de dimensiones y tamaño controlables, además se recomienda el uso de drenajes transversales para el control de las aguas (ver figura 3.). "La presencia de bermas en taludes da origen a dos tipos de taludes básicos, el talud de banco que oscila entre 75° y 90° y talud global o de corta entre 10° y 50°". (Ayala Carcedo, 2006)

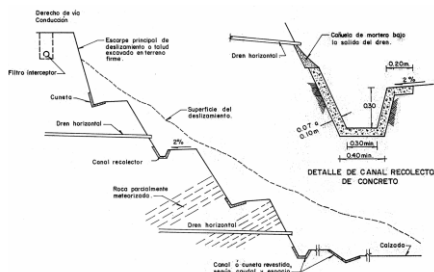


Figura 3. Detalle de corrección por bermas, con detalle de drenajes superficiales tipo canales. (García López)

## Corrección superficial

Se aplica en la cara del talud para reducir la erosión y meteorización o la evitar caída de bloques.

Las mallas utilizadas como método de estabilización para evitar y capturar el desprendimiento de rocas con dimensiones menores al metro

[...] son de alambre metálico; por lo general se utilizan en taludes rocosos para el control de caída de bloques. Se fijan sobre el terreno, en la parte superior del talud o en bermas intermedias, con bulones, postes introducidos en bloques de concreto que pueden ir anclados o simplemente un peso muerto en la parte superior del talud. (Instituto Geológico y Minero De España, 1986, pag 333)

Otro método de corrección superficial es la siembra, que consiste en una cubierta vegetal para evitar la erosión superficial, se busca reforestar con especies propias de la región para mantener el ecosistema, algunas veces es necesario un soporte temporal como mallas de geosintéticos. Las raíces de las plantas aumentan la resistencia

a esfuerzo cortante hasta un 2.5 veces la resistencia del mismo suelo y producen drenajes, debido a la absorción de agua. Para la escogencia de las plantas, ya sea hierbas, arbustos o árboles, debe tomarse en cuenta el peso que van a aportar al talud, las característica del suelo y condiciones ambientales, así como la velocidad de crecimiento, el área que abarcan sus raíces ya que es esta área la más favorecida en el talud. La figura 4. detalla la forma en que se deben colocar las siembras.

El concreto proyectado es un concreto rociado sobre la superficie de taludes de roca susceptible a la caída de bloques o deslizamiento de detritos, también se usa cuando la siembra no da una estabilidad a largo plazo o simplemente no es posible plantar el talud. Cuando la superficie de suelo es de granulometría menor a 2cm se utiliza una lechada conocida como Gunita. Cabe destacar, que el concreto lanzado o proyectado no está diseñado para resistir presiones de tierra es indispensable drenar el talud. "Este método se utiliza para el control de meteorización en roca y los desprendimientos en pequeña magnitud y al combinarlo con anclajes aumenta la resistencia frente a un deslizamiento". (Instituto Geológico y Minero De España, 1986, pag 335). "En el proceso de inyección o rociado se deben tomar en cuenta tensiones tangenciales superiores al 70kg/cm<sup>2</sup> y en la masa de concreto son normales tensiones de tracción de 45kg/cm<sup>2</sup> y tangenciales de 60kg/cm<sup>2</sup>". (Canmet, 1977, pag 336).

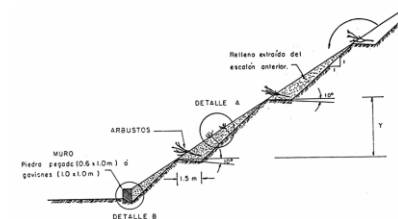


Figura 4. Corrección por siembra, el detalle 1 el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal debe ser al menos de 10° y la excavación debe ser de al menos de 50cm además la separación entre siembra va entre 1m y 3m. El detalle B (Muro de Patá) se realiza con fragmentos de roca grandes o gaviones con un relleno detrás del muro y césped o arbustos de siembra. (García López., 2014)

## Corrección por drenaje

Los drenajes se encuentran presentes en casi todos los métodos de corrección debido a que son

Comentado [RS2]: Falta el número de página de la cita textual.

una forma de preservar las propiedades iniciales de diseño, de no ser así el agua puede aumentar drásticamente la presión de poro incurriendo en la inestabilidad y provocando que el método de corrección utilizado ya no sea funcional; aunque por si solos los drenes funcionan muy bien como método de corrección, algunos ejemplos son las zanjas en la corona, canales de conducción de agua, cunetas y zanjas combinadas con bermas, con estacas y vegetación. "Tienen como objetivo reducir las fuerzas causantes del deslizamiento y aumentar los esfuerzos normales efectivos sobre la superficie de falla." (García E., 2000)

Su objetivo es reducir las presiones intersticiales que actúan sobre la posible superficie de deslizamiento, aumentando su resistencia y reduciendo el peso total y las fuerzas desestabilizadoras. La construcción de medidas de drenaje al inicio de un proyecto de talud permite obtener el máximo beneficio ya que se logra mantener la resistencia del terreno. Dependiendo de la naturaleza del deslizamiento y las propiedades del talud, se pueden usar drenes superficiales o profundos.

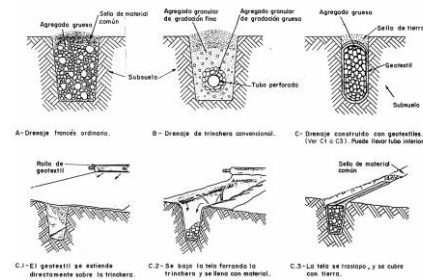


Figura 5. Detalle de zanjas superficiales (García López, 2014)

Los drenajes superficiales son utilizados para el control de erosión, corresponden zanjas transversales construidas en la cabeza del talud que desvían el agua evitando que se infiltre o baje por la cara del talud. Existen diversos diseños y procesos constructivos de drenajes, desde una simple excavación hasta sistemas con tuberías y geotextiles en la figura 5 se aprecia distintos diseños los cuales dependen del terreno y el presupuesto.

En el caso de detectarse grietas de tracción en la cabecera del talud deben ser selladas con material impermeable, si la grieta posee un ancho entre 5 y 10cm se

debe sellar previamente y rellenarse de grava u otro material permeable permitiendo que el agua que se filtra pueda alejarse rápidamente de la zona. Esto se debe a que una gruta rellena totalmente de agua genera presiones intersticiales importantes provocando problemas de estabilidad. (Hoek y Bray, 1977)

Drenaje profundo, por lo general se utilizan en taludes excavados y en taludes naturales inestables, consiste en orificios que penetran el terreno y recolectan el agua atrayendo líneas de corriente y deprimiendo el nivel freático. Se clasifican en drenajes horizontales, posos verticales, galerías de drenaje y zanjas de relleno drenante.

## Corrección por elementos resistentes

Los anclajes son utilizados como elementos resistentes para crear un anclaje o amarre del terreno; entre las aplicaciones están cuando ocurren deslizamientos traslacionales de roca, o para asegurar zonas internas del talud de bloques en posición precaria, roca fracturada, en suelos residuales o coluviones densos; en suelos se usan en combinación con otros métodos un ejemplo de esto es el sistema de contención con suelo emperrado o *soil nailings*, que de acuerdo con García López (2000) consiste en reforzar el suelo con barras de acero hincadas o pretensadas e inyectadas con lechada de cemento o mortero; los mismos se conectan a una malla de refuerzo y concreto lanzado; este sistema funciona similar al muro de contención de gravedad.

Ejecutados con inyección "IRS", se encuentran anclajes definidos o de doble protección. Utilizados para asegurar el comportamiento individual contra rotura del tirante, rotura de la cabeza y de tensión.

Aporta estabilidad al sistema: Adherencia cablelechada en el bulbo y arrancamiento del bulbo.

Partes del anclaje:

- Zona de bulbo
- Zona libre
- Cabeza
  - ✓ Placa de reparto
  - ✓ Cuñas y porta cuña
  - ✓ Trompeta de conexión

✓ Caperuza de protección

Se clasifican según el tipo de tirante (de cables o de barra), según su vida útil (permanente o provisional), según su posibilidad de variar la carga (retesables o no retesables) y según el tipo de inyección (IU, IR, IRS).

Pantallas de pilotes consisten en grupos de pilotes lo suficientemente unidos de tal forma que se consiga un sostenimiento relativamente continuo. Por lo general, se utilizan para sostener taludes excavados, el pilote se instala previamente a la excavación; además, como medida estabilizadora de deslizamientos en este caso se instalan cerca del pie del talud. La ventaja sobre los muros de contención es que no se ve afectada la estabilidad del talud durante la construcción y requieren muy poca excavación.

Los muros se emplean como elementos resistentes en taludes; así la construcción implica excavar en el pie del talud lo cual puede desestabilizar el talud hasta que el muro esté instalado. Los muros se pueden clasificar en tres grandes grupos: Muros de sostenimiento los cuales se construyen separados del terreno y luego se rellenan; *muros de contención* que van excavados y se construyen para contener un terreno inestable, y *muro de revestimiento* el cual protege el terreno de la erosión y meteorización, además de proporcionar un peso estabilizador. (Instituto Geológico y Minero De España, 1986)

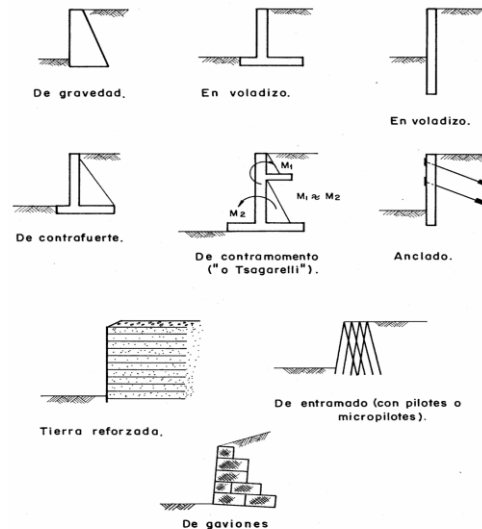


Figura 6 Distintos tipos de muros o estructuras de contención como medida estabilizante (Adaptado de Jones, 1979)

## Muros como método estabilizante

### Muros de gravedad y suelo reforzado

Hay varios tipos de estructuras de contención. Las más comunes son aquellas que pueden añadir a sus características el peso propio para soportar el empuje activo y la capacidad para absorber posibles tensiones de tracción que surjan. (Fracassi, 2014, pag 19)

Este tipo de muros utilizan el peso propio para estabilizar por lo que se ve limitado por la resistencia del cimiento, aún más si se coloca sobre suelo arcilloso; es por esta razón, que solo se debe utilizar en deslizamientos de pequeñas dimensiones, y solo se emplean para prevenir o detener deslizamientos. En este tipo de muros la relación H/B suele ser entre 1,5 y 2 según lo explican Winterkpn y Fang (1975) y por lo general poseen alturas inferiores a los 10m.

### Muros aligerados

Utilizan menos cantidad de material que los muros de gravedad, según el código sísmico de Costa Rica la relación de espesor y altura no debe sobrepasar los 25. Se pueden clasificar en 2 tipos:

- Muro en L (tipo voladizo) por lo general de concreto reforzado, donde la pared o muro vertical funciona como voladizo y contrarrestan el momento de vuelco del empuje del terreno principalmente por el momento estabilizador de las tierras situadas sobre el talón. "La relación H/B se encuentra entre 1,5 y 2 y la longitud de la base B' suele ser  $1/3 B$  (Winterkon y Fang, 1975)
- Los muros con contrafuertes, son el otro tipo de muros aligerados, colocados en el intradós aligera un muro de gravedad suprimiendo concreto en la zonas próximas al pie, si los contrafuertes están en el trasdós se trata de un muro en L con contrafuertes interiores. Este

suele ser más económico que el muro en L simple para grandes alturas, no obstante de mayor complicación constructiva.

## Muros jaula

Consisten en un entramado resistente en forma de jaula que se rellena de un suelo granular compactado, la estructura está compuesta por vigas longitudinales o largueros y vigas transversales o traviesas. Por lo general son de piezas de madera, bloques prefabricados (concreto armado) o piezas metálicas de acero o aluminio. La estabilidad es suministrada por el peso propio y se utilizan para alturas inferiores a los 7 metros. (Instituto Geológico y Minero De España, 1986).

La relación H/B suele ser entre 1 y 2. Son utilizados como medida correctiva de taludes en los que se han producido movimientos significativos ya que son de montaje rápido. Se adaptan fácilmente a los asentamientos en el terreno y comienzan a actuar inmediatamente después de su construcción. (Instituto Geológico y Minero De España, 1986).

## Muros de contención de gaviones

Una de las características más importantes de este tipo de muros es la flexibilidad ya que pueden deformarse ajustándose a movimientos de la fundación.

De acuerdo con Gerardo Fracassi la palabra gavión viene del italiano *gabbione* aumentativo de *gabbia*, que significa jaula.

Para explicar la función del muro de gaviones Fracassi hace referencia a que el uso de muros de contención en piedras de gran dimensión aporta gran cantidad de peso, sin embargo el manejo es difícil y no existe confinamiento para resistir cualquier carga de tracción. Si se usaran piedras pequeñas que aporten el peso suficiente, pero se necesita de mantenimiento y mucha habilidad; esto se soluciona agregando alguna lechada o mortero, pero es difícil su manejo y falta el confinamiento para resistir a cualquier carga de tracción. El gavión es una jaula metálica resistente a la

tracción que contiene piedras pequeñas, que facilitan el manejo en conjunto con jaulas metálicas que resisten a los esfuerzos de tracción sobre el muro.

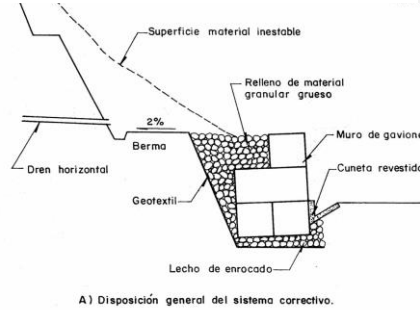


Figura 7. Detalle de muro de gaviones con relleno granular y corte del terreno y su respectivo drenaje. (García López, 2014)

Por lo general la altura de los gaviones suelen ser de 5m, no obstante se han construido hasta 25m.

### Tipos de gaviones

- Caja: jaula metálica en forma cúbica de altura y largo variable y 1 metro de ancho (ver figura 7.)
- Saco: jaula metálica en forma de "costal", usualmente utilizado en las costas o causes de ríos.
- Colchón-colchón relleno.

Por lo general las mallas utilizadas en las jaulas son de 6x8, 8x10, 10x12. Donde el material es acero con BCC cubierto de liga Zn/Al-Galfan con recubrimiento plástico. El material de relleno puede ser de piedras de cantera o cantos rodados, preferiblemente materiales con elevado peso específico y que no sea friable o soluble. La piedra debe variar entre 1,5 y 2 veces el tamaño entre las torsiones de la malla, esto para evitar fuga del material.

### Características del muro de gaviones

- Permeabilidad
- Integración en el medioambiente; regeneración vegetativa
- Monoliticidad
- Flexibilidad

## Estructuras de contención en suelo reforzado

Consiste en un relleno de suelo con elementos resistentes a la tracción como bandas metálicas o geosintéticos, las cuales sostienen a elementos que forman la cara de la estructura (gaviones, concreto lanzado, neumáticos, etc); los elementos resistentes, además aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformación del macizo, mejorando el comportamiento global por cuenta de la transferencia de los esfuerzos a los elementos resistentes.

Para este tipo de estructura por lo general se utilizan Mallas tipo "Terramesh" donde el alambre adquiere una forma pentagonal. En talud con pendiente mejor a 20° se suelo utilizar la malla en forma de gavión con piedra; mientras que si el ángulo des mayor a 20° el material confinado suele ser un Geosintético." (Fracassi, 2014)

El gavión utilizado suele ser de 2 metros de largo, 1 metro de ancho y una altura variable entre 0,5 a 1 metro.

La geomalla es utilizada como elemento resistente a la tracción, esta es un geosintético con estructura plana, formado por una red o malla rectangular con elementos unidos por entrelazamiento; la geomalla se caracteriza por su

alta resistencia a la tracción asociada a un bajo alargamiento.

### Muros anclados

Es una medida mixta entre muros reforzados con anclajes que elimina problemas de estabilidad al vuelco del muro y disminuye los momentos flectores que actúan sobre él además de reducir las tensiones sobre el terreno. Los anclajes utilizados son pretensados. (Instituto Geológico y Minero De España, 1986, pag. 327)

### Adaptación

A pesar de o ser un método de corrección, la adaptación puede ser una solución, aprender a vivir con la inestabilidad de los suelos y adaptarse a ellos; algunas formas de adaptación pueden ser desviar la masa inestable, construcción de estructuras que puedan tolerar grandes deformaciones, la reubicación de caminos, los túneles falsos entre otros.

# Introducción al caso de estudio

## León Cortés

Teniendo una breve idea de la diversidad de tipos de corrección de taludes que se encuentran disponibles en la literatura y en la práctica, se procede a caracterizar los taludes en estudio, los cuales se encuentran ubicados el cantón de León Cortés.





Figura 8. El Cantón de León Cortés, posee 6 distritos (San Pablo, San Andrés, Llano Bonito, San Isidro, Santa Cruz y San Antonio) este último es el distrito en estudio. (<http://mapasdecostarica.blogspot.com/2014/09/20-leon-cortes.html>)

## Geología regional y geomorfología de León Cortés

La información que acá se presenta es extraída de la página Los Santos Digital. La versión completa del escrito se encuentra en la dirección electrónica:

<http://www.gobiernofacil.go.cr/SantosDigital/leoncortes/aspectosdelcanton.html>

### Aspectos físicos

Constituido por materiales de los periodos Cretácico como rocas de origen sedimentario agrupadas en las formaciones de Rivas (lutitas calcáreas, tobáceas y silíceas, grauvacas areniscas y conglomerados con fragmentos de ftanitas y algunos fósiles) y Tulín (olivinos, augitas e hiperstenos y basaltos serpentinizados) ubicadas próximas al cantón de Aserri.

Además, se localizan materiales del Terciario de origen volcánico e intrusivo; encontrando a su vez lutitas de gris a negra, piritas,

limolitas, areniscas tobáceas, conglomerados y turbiditas localizadas en un pequeño sector próximo al límite de Tarrazú y Aserri, también de Formación Pacacua (consiste a materiales constituidos por interstratificación de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas, limolitas y lutitas, todas tobáceas, en algunas partes conglomerados moráceas al oeste de San Pablo, los poblados del Higerón, Trinidad y ladera este de la fila Bustamante que pertenece al Mioceno), y materiales indiferenciados en la fila Bustamante limitando con Aserri.

Rocas Volcánicas (Mioceno) corresponden al grupo del Aguacate (coladas de andesita, basalto, aglomerados, brechas y tobas) localizado al noreste de San Pablo, a partir del sector entre el pueblo de San Pablo y el área este de villa San Andrés. Las Rocas Intrusivas (Mioceno) de la Cordillera de Talamanca, las cuales se componen de dioritas cuárcicas y granodioritas, gabros y granitos; ubicados cerca del poblado Jardín Oeste.

### Geomorfología

En su mayoría el cantón de San Pablo es de origen Tectónico que a su vez se subdivide en la Fila Brunqueña y la Cordillera de Talamanca.

La Fila Brunqueña que se localiza a partir del sector entre villa San Andrés y el poblado de Carrizal con rocas de la Formación Pacacua, con algunas intrusiones, las rocas son areniscas de grano medio a fino, lutitas arcillosas y caliza, su origen se debe al levantamiento desde el fondo oceánico, dicho terreno presenta fuertes pendientes con diferencias de 100m a 200m de elevación, con drenaje dendrítico poco desarrollado y afectado por fractura.

La Cordillera de Talamanca se encuentra en valles profundos y laderas de fuerte pendiente, comprende rocas viejas de la formación Pacacua, además de intrusiones ácidas y básicas y volcánicas de forma compleja debido a las fallas y pliegues.

### Amenazas inundación

A pesar de que la Zona de los Santos es susceptible a inundaciones cuando es afectado

por tormentas o en invierno debido a la precipitación y al desbordamiento de los ríos, junto con la ineficiencia del alcantarillado, esto sucede en los valles (San Marcos, Santa María y Copey).

El sector de estudio; San Antonio no se afecta debido a que lugares donde se encuentran los proyectos son de altura, donde entra en juego la pendiente y la evacuación o drenaje de las aguas durante el invierno.

El río que influyen directamente corresponde a la quebrada Higuierón que forma parte del ramal que da forma al río tarrazú. Dirección del flujo de aguas pluviales, para el caso del talud en la plaza de San Antinio, las aguas siguen una dirección hacia el noroeste. El taldu ubicado en la Cuesta, se encuentra muy serca de un munti de infexión por lo que hay una división de aguas este-oeste. (Figura 9.)



Figura 9. Topografía de la zona de estudio en San Antonio además se representa la dirección de las aguas; los puntos negros representan la ubicación de ambos muros. (Adaptado de Google maps, 2015)

## Vulnerabilidad sísmica

La información que aquí se presenta es extraída de la base de datos de la Red Sismológica Nacional (RSN).

- **Sismos recientes:** El día 19 de febrero del presente año, no se reportan sismos recientes con epicentro en León Cortés, mientras que a

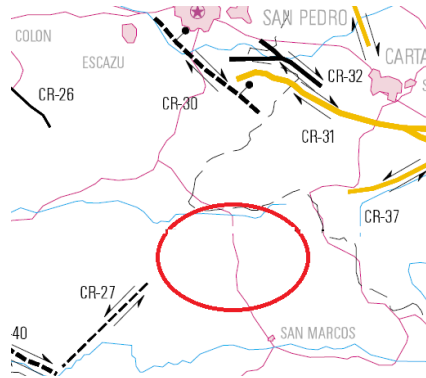
los alrededores (Desamparados y algunas zonas al noreste de la laguna del PH Pirris) se reportan sismos con magnitudes inferiores a las 3 Mw (magnitud de momento; es una cantidad proporcional al área de ruptura y al deslizamiento que ocurra en la falla.)

- **Sismos históricos:** No se reportan sismos históricos con epicentro en el distrito de León Cortés.

La RSN hace referencia a sismos que se percibieron en el Distrito de León Cortés con intensidades máximas.

- El terremoto de Quepos de 6.9 Ms de magnitud en 1999 donde se percibió una intensidad de VI en la escala de Mercalli Modificada
- El terremoto de Frailes de magnitud 4.9 ML en 1991 con una intensidad de VII.
- El sismo de Los Santos de 4.7 Md de magnitud percibido con una intensidad de VI-VII en 1989.

- **Fallas:** La zona en estudio no se encuentra ubicada sobre fallas. A su vez el origen de los sismos registrados como percibidos en la zona de estudio, tienen su origen en las fallas de Río Conejo, Santa Elena, falla de Tarrazú y falla Pirris, las cuales actualmente no son reportadas como activas. Sin embargo, el constante cambio de dirección o el movimiento irregular de la quebrada Higuierón, la cual posee formaciones de meandros podría ser un indicativo que se encuentra sobre una falla existente, aunque no se registra como tal en los mapas existentes, a la fecha.



**Figura 10.** El círculo rojo representa la zona en estudio; donde no se visualizan fallas. Mapas de fallas y pliegues Cuaternarios de Costa Rica. Hoja cartográfica; (1998).

## Deslizamientos

Debido al tipo de suelo junto con la precipitación y alta intensidad en invierno; donde el mes más crítico es setiembre con una precipitación de 369mm y 2050mm anuales (ver apéndice figura 38). Acompañado de una topografía irregular de fuertes pendientes. Es posible caracterizar la zona como susceptible a deslizamientos; no obstante, no se encontraron estudios que afirmen lo anterior.

Al realizar un recorrido por el cantón de León Cortés, se evidencia gran cantidad de deslizamientos que van desde pocos metros hasta deslizamientos de cientos de metros, siendo San Antonio y San Andrés los distritos con más deslizamientos visualizados.

A modo de ejemplo, en el distrito de San Andrés se encuentra un sector conocido como Higuerón- San Andrés, donde ocurrió una serie de deslizamientos para la tormenta Thomas. Dos deslizamientos alcanzaron 100m aproximadamente; la pendiente del terreno en esos puntos ronda entre 1:3 a 1:5 (H:V) este proyecto no pudo ser abarcado en esta práctica debido a la magnitud de la problemática y al costo de las pruebas de suelos (\$4.000, sin incluir perforación en roca), anteriormente una empresa dio como solución anclajes activos valorados en \$600.000,00 sin un estudio de suelos. Actualmente se busca solución a este problema ya que afecta una ruta importante para el cantón; uno de estos deslizamientos se observan en la figura 11.



Figura 11. Deslizamiento izquierdo del camino Higuerón-San Antonio. Talud de 100m de altura aproximadamente. (Elaboración Propia, 2015)

La figura 12, hace referencia de un sector entre San Antonio y San Andrés, donde se visualizan varios deslizamientos, y cambios de vegetación en sectores en algunos casos por cultivos de café y en otros son un indicativo de deslizamientos antiguos.



Figura 12. Deslizamientos visibles en el sector de estudio. (Google Earth, 2015).

En el caso de los taludes a intervenir, son inferiores a los 3m de altura y sufren pequeños deslizamientos en temporada de invierno únicamente.

## Ubicación

Los proyectos se ubican en el Cantón de León Cortés, en el distrito de San Antonio; en la plaza de San Antonio (Latitud 9°43'4.16"N, Longitud 84°3'32.33"O), y en el pueblo conocido como la Custa

(Lat 9°44'6.77"N, Long. 84° 3'3.29"O). como se muestra en la **figura 13**.

Al realizar la visita al sitio (Plaza de San Antonio) no se visualiza inestabilidad en el talud, por que la medida a tomar en una medida de protección en este caso un muro de mampostería y un drenaje superficial en la corona para recolectar y canalizar las aguas, por lo que el proyecto estará dirigido en el diseño del muro de mampostería; mientras que para el sector de la Cuesta cuentan con material para un muro de gaviones.

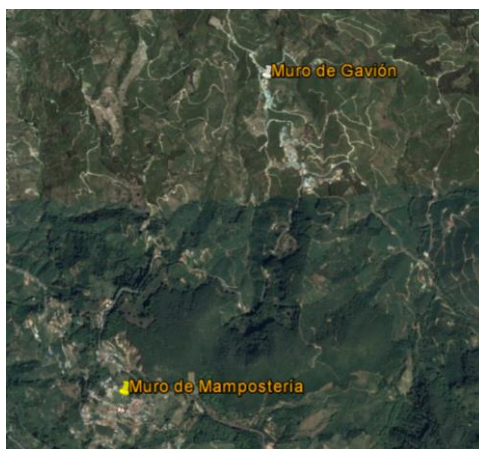


Figura 13: Ubicación de las obras a realizar en sector de la plaza. En la imagen se encuentran ambos muros ubicados en San Antonio, las condiciones del suelo serán suministradas por la municipalidad. ( Google Earth, 2015.)

## Problemática

León Cortés debido a su geomorfología sufre de constantes deslizamientos de pequeña y gran magnitud, y debido a los puntos donde ocurren (propiedad municipal), en su mayoría le corresponde a la municipalidad darle solución a estos problemas de inestabilidad, es por esta razón que solicitan una hoja programada para el diseño de muros de mampostería que funcione como solución para taludes inferiores a los 4 metros de altura.

A su vez el comité la Cuesta de San Antonio tiene el deseo de construir un Gimnasio para la comunidad que funcione como recreación para los niños y jóvenes de la comunidad y de esta forma insentivar el deporte en las nuevas generaciones, al comité se le otorgó previamente material para la construcción de gaviones para un sector del terreno que posee un talud de 3 metros de altura, por lo que se pretende realizar el respectivo diseño, en el caso que las condiciones del sitio lo permitan.

## Metodología

Como se menciona, anteriormente, es necesario escoger un método correctivo que se adapte a las condiciones del sitio, buscando siempre el menor costo y si es posible utilizar los materiales con los que cuenta el cliente. Como primer punto después de haberse informado la necesidad de estabilización (que por lo general lo informa algún miembro del Comité Vecinal). La municipalidad envía al inspector a una visita al sitio, donde se

observan las cualidades del suelo, la pendiente del talud y es estado del mismo, la pendiente del terreno adyacente, la existencia de obras de construcción cercanas, la existencia de sistemas de drenaje, el estado de la vegetación.

Posteriormente se entrevista al miembro del comité o bien algún vecino si se tiene planeado un proyecto de construcción cerca del pie o en el terreno sobre la corona del talud. En el caso de la Plaza de San Antonio no se pretenden modificaciones o construcciones futuras. Para la Cuesta se pretende construir un gimnasio en el terreno que se encuentra en la corona del talud, al realizar mediciones no se prevé aporte cargas al talud.

El estado del talud en años anteriores (principalmente en invierno) para darse una idea de la frecuencia con la que ocurren deslizamientos y el efecto del agua sobre el talud.

Luego se procede a investigar que materiales y presupuesto tienen disponibles tanto el Comité como la Municipalidad; teniendo en cuanto a estos valores se procede a la escogencia del método que mejor se amolde al sitio y al presupuesto. Cabe destacar, que durante el proceso de recolección de datos y anteproyecto el diseño puede cambiar al igual que la escogencia del método correctivo.

## Proyecto muro de mampostería, San Antonio

La municipalidad de León Cortés solicitó, colaboración el diseño de una estructura de contención para un sector de la plaza de San Antonio, a petición del Arq. Rolando Castro, al cual se le realizó el diseño de un muro de mampostería. La memoria de cálculo se presenta a continuación.

Los datos de entrada, es decir, las características de los suelos fueron determinadas por correlaciones y aprobadas por el Jefe de Control Urbano.

Para el cálculo de la inclinación del talud se utiliza la ecuación 1. Donde se determina el valor N para introducirlo en el Ábaco de Taylor (figura 36).

$$N = c / 1.5 YH \quad \text{Ec 1.}$$

A continuación, se procede a explicar el procedimiento de diseño amparado en el Código de Cimentaciones capítulos 3 y 6, junto con el Código Sísmico de Costa Rica en el capítulo 9 diseño de muros de mampostería.

## Procedimiento para revisión del volamiento

De acuerdo con la ecuación 2, se determina la Fuerza de Rankine, la cual según indicaciones de Braja M. Das se debe colocar a 1/3 de la base.

$$Pa = (1/2) \gamma K_a H^2 \quad \text{Ec2.}$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $K_a$  es el coeficiente de presión activo y  $H$  es la altura total del muro.

De acuerdo con la ecuación 3, se determina la componente horizontal de la Fuerza de Rankine  $Ph$ .

$$Ph = Pa \cos \alpha \quad \text{Ec3.}$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal.

La ecuación 4, muestra el momento de volteo  $Mo$ :

$$Mo = Ph (H/3) \quad \text{Ec4.}$$

El momento de la fuerza  $P_v$  respecto a un punto  $c$  ubicado en la base es:

$$M_v = P_v B = Pa \operatorname{sen} \alpha B \quad \text{Ec5.}$$

El factor de seguridad por volteo **FS(volteo)** se muestra en la ecuación 6.

$$FS(\text{volteo}) = \Sigma M_r / M_o \quad \text{Ec6.}$$

Donde  $\Sigma M_r$  es la sumatoria de los momentos producto de los pesos propios.

## Procedimiento para revisión del deslizamiento

El coeficiente de presión pasivo  $K_p$ , se determina con la ecuación 7:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad \text{Ec7.}$$

Donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento en grados del suelo bajo el muro.

De acuerdo con la ecuación 8 se determina la fuerza pasiva  $P_p$ :

$$Pp = (1/2) \gamma_i D^2 k_p + 2c_i D \sqrt{k_p} \quad \text{Ec8.}$$

El factor de deslizamiento FS(deslizamiento) se calcula con la ecuación 9:

$$FS(\text{deslizamiento}) = ((\Sigma V) \tan(k_1 \phi_i) + Bk_2 c_i + Pp) / (Pa \cos \alpha) \quad \text{Ec9.}$$

Según el Código de Cimentaciones el factor de seguridad por deslizamiento debe ser mayor o igual a 1,5. De acuerdo con Braja Das K1 Y K2 están entre 1/2 a 2/3.

## Procedimiento para revisión de capacidad de carga

Para determinar la fuerza resultante que actúa sobre la base se suman el vector del cortante y la componente horizontal de la presión activa, ecuación 10.

$$R = \Sigma V + Pa \cos \alpha \quad \text{Ec 10.}$$

El momento neto con respecto al punto C, se representa con la ecuación 11:

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_r - \Sigma M_o \quad \text{Ec11.}$$

La ecuación 12. Determina la distancia CE, la cual es la distancia entre el punto C y el punto donde interseca R con la base:

$$CE = M_{\text{neto}} / \Sigma V \quad \text{Ec12.}$$

Teniendo en cuenta los valores anteriores la excentricidad de la resultante se calcula como:

$$e = B/2 - CE \quad \text{Ec13.}$$

Se sabe que la presión bajo la loza tiene una distribución trapezoidal por lo que los puntos máximos ( $q_{\text{max}}$ ) y mínimos ( $q_{\text{min}}$ ) se determinan con la ecuación 14.

$$q_{\text{max}}, q_{\text{min}} = (\Sigma V/B) * (1 \pm 6e/B) \quad \text{Ec14.}$$

El cálculo de la capacidad última de carga se refleja en la ecuación 15.

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + (1/29) \gamma_2 B^2 N_y F_{yd} F_{yi} \quad \text{Ec 15.}$$

Donde  $q = \gamma_2 D$   
 $B' = B - 2e$   
 $F_{cd} = 1 + 0,4D/B'$   
 $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_i (1 - \sin \phi_i)^2 D/B'$   
 $F_{yi} = 1$   
 $F_{ci} = F_{qi} = (1 - \Psi^{\circ}/90^{\circ})^2$   
 $F_{yi} = (1 - \Psi^{\circ}/\phi_i^{\circ})^2$   
 $\Psi^{\circ} = \tan^{-1}(Ph/\Sigma V)$

El factor de seguridad por capacidad de carga FS(cap. de carga) se calcula con la ecuación 16.

$$FS(\text{cap. de carga}) = q_u/q_{\text{max}} \quad \text{Ec16.}$$

Donde FS(cap. de carga) debe ser mayor o igual a 3.

El aporte del empuje sísmico sobre el muro se determina con la ecuación 17:

$$P = (1/2) \gamma_s H^2 (3/4) a_{ef} \quad \text{Ec 17.}$$

Para el diseño de acero se siguen los lineamientos del capítulo 9 del CSCR (Requisitos para mampostería estructural).

## Diseño por flexión

El módulo de elasticidad para unidades de arcilla y concreto se puede calcular como:

$$E_m = 750 f' m \quad \text{Ec18.}$$

Donde el valor máximo de  $E_m$  es 210 000 kg/cm<sup>2</sup>

El módulo de elasticidad del acero se puede calcular como:

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de cortante de la mampostería se puede calcular como:

$$G = 0.4 E_m \quad \text{Ec19.}$$

El refuerzo Mínimo para un elemento en flexión debe ser mayor a los siguientes valores  $A_{s\text{min}} =$

$$A_{smin} = 14/f_y b_w d$$

$$A_{smin} = 0,8 \sqrt{f_c} / f_y b_w d$$

Los factores de Reducción de resistencia nominal para flexión y carga axial,  $\phi =$

$$\phi = 0,8 - (1,5P_u)/A_e f'_m \quad \text{Ec 20.}$$

Para mampostería tipo A.

La distancia  $\alpha$  de compresión está dado por la ecuación 21:

$$\alpha = M_u / (b d^2 f'_m \phi) \quad \text{Ec 21.}$$

Donde:  $M_u$  es el momento último proveniente de las combinaciones de carga última del CSCR.

La cantidad de acero requerido se calcula con la ecuación 22:

$$A_s = 0,85 \alpha f'_m b / f_y \quad \text{Ec 22.}$$

El momento nominal de la sección de acero  $M_n$  se calcula con la ecuación 23:

$$M_n = A_s f_y (d - \alpha/2) \quad \text{Ec 23.}$$

El momento nominal de la sección de mampostería  $M_n$  está dado por la ecuación 24:

$$M_n = 0,85 f'_m b d (d - \alpha/2) \quad \text{Ec 24.}$$

Se debe cumplir la relación dada a continuación:

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ec 25.}$$

## Diseño por cortante

La resistencia nominal al cortante se determina con la ecuación 26.

$$V_n = V_m + V_s \quad \text{Ec 26.}$$

Donde:  
 $V_m = C_d A_g \sqrt{f'_m}$   
 $V_m \text{ max} = 14,5 C_d A_g$   
 $V_s = A_s h F_y d / S_h$

$C_d$  se determina con el cuadro 1:

Cuadro 1. Valor de  $C_d$

M/Vd	Cd
≤0,25	0,64
≥1,00	0,32

Fuente: Tabla 9.2 del CSCR.

El  $V_n$  max del Cuadro 2.

Cuadro 2. Límite de capacidad nominal de cortante

M/Vd	Vn máximo
≤0,25	1,6 $A_e \sqrt{f'_m}$
≥1,00	1,07 $A_e \sqrt{f'_m}$

Fuente: Tabla 9.3 del CSCR.

Los dobles de varilla deben cumplir con la sección 9.4.3 del CSCR donde, para varillas entre .3 y .8 no debe ser menor a 6 db y el gancho estándar debe ser al menos 12db.

La longitud de desarrollo  $l_d$  se calcula como:

$$l_d = L_{de} / db \quad \text{Ec 27.}$$

Donde:  $L_{de} = 0,566 db^2 f_y / R \sqrt{f'_m} \leq 52 db$ , R es el recubrimiento.

Para la determinación del desplazamiento se utiliza la ecuación 28 y a su vez esta es comparada con  $0,016 H'$  según el CSCR.

$$\Delta = (P L^3) / (3 E I) \quad \text{Ec 28.}$$

Donde E es el módulo de elasticidad de la mampostería, L es la altura del muro, P es la carga ejercida por el sismo y el empuje y I la inercia.

Para una verificación rápida del drenaje propuesto se utiliza la ecuación 29.

$$Q = (1/3,6) C_i A \quad \text{Ec 29.}$$



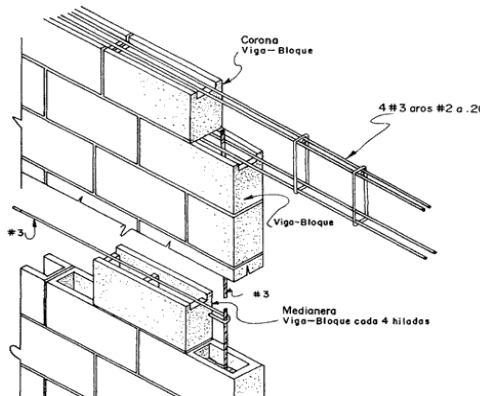


Figura 14. Detalle de colocación de bloques con 1cm de mortero, detalle de acero horizontal con uso de viga-bloque y detalle de viga corona. ([http://www.elconstructorcivil.com/2012\\_05\\_01\\_archive.html](http://www.elconstructorcivil.com/2012_05_01_archive.html))

## Procedimiento de construcción

Este proyecto se limita al diseño, no obstante se hace referencia a recomendaciones del procedimiento constructivo del muro de mampostería.

Como primer paso realizado el diseño se realiza un listado de materiales con las respectivas cantidades y se modula.

Se debe limpiar la zona, realizar un desmonte y excavación del buque.

Se delimita el área de demarcación y se procede a armar la armadura de la cimentación y el acero vertical de la pantalla tomando como guía una primera fila de bloques. Se realiza la chorrea de la cimentación. Se procede a colocar la primera hilera bloques alineando le acero vertical.

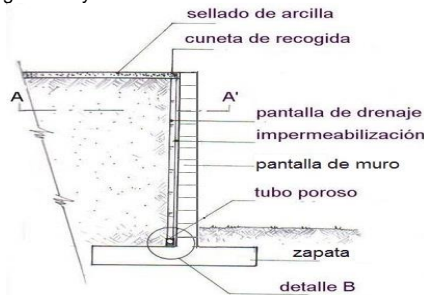
Para darle alineamiento a los bloques se recomienda el uso de hilo guía y reglas metálicas aplomadas. Todas las celdas deben ser rellenas y el mortero se coloca en toda la cara de contacto con el siguiente bloque, dejando 1cm de espesor del mortero.

El acero horizontal se coloca entre bloques según es espaciamiento que indique el diseño, este puede ser cada 20, 40 ó 60cm es decir cada 1, 2 ó 3 bloques, es recomendable el uso de viga-bloque para una mejor adherencia de la varilla con el concreto de relleno. Tal como se observa en la figura 14.

Se le debe dar el proceso de curado correspondiente.

Se coloca la tubería porosa al pie del muro (ver figura 15), y una capa impermeabilizante en la pantalla del muro que irá en contacto con la cara del talud.

Se procede a rellenar el espacio entre el muro y la cara del talud. Colocando una capa drenante ya sea un sistema con geotextil o material granular y material extraído de la excavación.



Muro de Contención

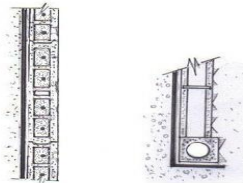


Figura 15. Detalle de Muro en voladizo de mampostería con sistema de drenaje. (Modificado de [http://www.construmatica.com/construpedia/Construcci%C3%B3n\\_de\\_un\\_Muro\\_de\\_Contenci%C3%B3n](http://www.construmatica.com/construpedia/Construcci%C3%B3n_de_un_Muro_de_Contenci%C3%B3n))

## Proyecto muro de gavión, San Antonio

El diseño del muro de gavión se realiza con el programa Geo5demo.

A continuación se presenta el procedimiento resumido.

- Como primer paso se designan las características de los materiales de la malla y de relleno.
- Se procede a suponer una geometría del gavión.
- Se determina el perfil del suelo.
- Se caracterizan los suelos.



- Se asignan los materiales de suelos.
- Se asigna sueno existente como cimentación.
- Se escoge el terreno que se asemeja al campo.
- Se le aplica una carga de agua.
- Se designan las propiedades del suelo al pie del gavión.
- Colocar las cargas o fuerzas aplicadas incluyendo la sísmica.
- Se procede a correr el análisis y se van modificando la geometría del gavión hasta alcanzar la estabilidad.

### Procedimiento de construcción

Al igual que el muro de mampostería se modula el muro y se cuantifica la cantidad de malla y piedra; volumen de corte o relleno en el caso que se ocupe, materiales de drenajes, alambre de amarre, etc.

Se excava el buque donde irá colocado el gavión tratando de excavar primero la corona del talud y luego el pie para evitar derrumbes o caída de bloques se le da el grado de inclinación al pie del talud según indique el diseño.

Se escogen las piedras para la cara del talud tratando de que este quede lo más regular posible. Si es necesario se coloca una capa de material granulométrico en la base de la cimentación.

Se colocan las cajas de la primera hilera del gavión y se rellenan con piedra, dando un acomodo al material, se cierra el gavión con alambre y se repite el procedimiento para el resto de gaviones.

Se debe tomar cuenta la distancia entre gaviones indicada en el diseño y respetar la geometría.

Terminado el gavión se rellena el espacio entre la cara del talud y el gavión realizando un proceso de compactación y se es posible se coloca un geotextil (si se indica en el diseño)

## Resultados

### Proyecto Muro de Mampostería, San Antonio

A continuación se presentan los datos de entrada así como los resultados obtenidos del diseño de un muro de mampostería

En el cuadro 3. Presenta los datos iniciales correspondientes al suelo en estudio, característicos de suelos arcillosos (tierra arcillosa en tonos rojizos) los cuales se encuentran comúnmente en todo el sector de León Cortés.

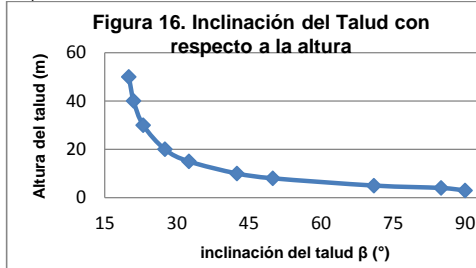
No fue posible realizar pruebas de suelos, debido a trámites Municipales ya que la cotización de las pruebas superaba los \$500, por lo que se debía realizar una licitación Pública luego de la aprobación del presupuesto extraordinario, a mes de Mayo ese presupuesto no se ha aprobado. Estos parámetros son resultado de correlaciones; donde se tomó la geología regional y referencias de distintos autores, algunas de estas referencias se encuentran en el apéndice.

<p><b>CUADRO 3. CONDICIONES INIALES DE SUELOS</b></p>
---

suelo de relleno		suelo de cimentación	
Y1	1700 kg/m <sup>3</sup>	Y2	1600 kg/m <sup>3</sup>
φ1	25 °	φ2	16 °
c1	0	c2	1900 kg/m <sup>2</sup>
Drenajes			

Cuadro 3. Datos iniciales del suelo de relleno y de cimentación, la Municipalidad limita la capacidad soportante del suelo a 5000 kg/m<sup>2</sup> a partir de esa restricción y basándose en la literatura e investigación se determinan dichos valores avalados y aprobados por la Municipalidad. (Elaboración propia, 2015)

De acuerdo a las propiedades del suelo del talud propuestas se grafica el grado de inclinación del talud para distintas alturas; para el caso del talud de 3m el ángulo de inclinación es de 90°. (Figura 16.)



Fuete: Elaboración Propia, 2015.

Para determinar el coeficiente sísmico se determina la zonificación sísmica ubicada en la Provincia de San José, cantón León Cortés, y sitio de cimentación con suelo arcilloso, así como la aceleración pico efectiva, valor con el cual se determina la fuerza sísmica para muros de contención. Los resultados del cálculo de coeficiente sísmico se observan en el cuadro 4.

CUADRO 4. CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO	
ZIII	
s3	
asf=	0,36
SR	1,2
I=	0,75
Tipo Voladizo	
μ=	1,5

FED=	1,77
C=	<b>0,39825</b>

Cuadro 4. Procedimiento para obtención del coeficiente sísmico (Elaboración propia, 2015)

Aplicando el procedimiento indicado en la memoria de cálculo, se realiza un cuadro resumen con las principales cargas que actúan en el muro y la capacidad soportante del terreno donde irá colocado el muro, esenciales para el análisis y respectivo diseño final.

CUADRO 5. FUERZAS Y MOMENTOS INVOLUCRADOS	
Fuerza Activa Pa	2319,32 kg/m
Fuerza Pasiva Pp	2242,52 kg/m
Peso del muro	4128,75 kg/m
Carga del muro al suelo	4857,00 kg/m <sup>2</sup>
Fuerza Sísmica	1735,60 kg/m
Momento Ultimo	498977,08 kg-cm/m
Cortante Ultimo	4054,91 kg/m
Cap. Carga ultima.	14799,33 kg/m <sup>2</sup>

Cuadro 5. La fuerza del empuje activo y pasivo del suelo obtenido de la ecuación 1 y 7 respectivamente ( ecuación de Rankine) ; además el peso propio del muro y fuerza sísmica colocada a 3/2 de la base, el Momento y Cortante último determinados mediante el análisis de cuerpo libre de un voladizo. (Elaboración propia, 2015)

El cuadro 6 contiene las propiedades de los materiales escogidos para el diseño, estos deben ser respetados ya que una variación del tipo de mampostería o calidad del acero afectan drásticamente en el diseño.

CUADRO 6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	
Em	75000 Kg/cm <sup>2</sup>
f'm (tipo A)	100 Kg/cm <sup>2</sup>
Es	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy (Grado 60)	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Cuadro 6. Valores característicos de los materiales a utilizar; mampostería tipo A completamente rellena y acero grado 60. En caso de utilizar grado 40 (fy=2800kg/cm<sup>2</sup>), se deberá utilizar varilla # 7 en lugar de #6. (Elaboración propia, 2015)

El diseño final del muro se resume en el siguiente cuadro, las dimensiones fueron obtenidas realizando variaciones del mismo hasta lograr el cumplimiento de los requisitos de los factores de

seguridad, de tal manera que los factores reales se acercaran lo suficiente al valor de requisito para evitar un sobre diseño del muro.

<b>CUADRO 7. DIMENSIONES DEL MURO</b>	
Altura de pared	2,5 m
Altura de sobrecarga	0 m
Espesor de base	0,25 m
H' (altura total)	2,75 m
Espesor	0,2 m
A (inclinación del terreno)	0 °
B (base)	1,55 m
Df	0,40 m

Cuadro 7. Diseño de geometría del muro en voladizo.

De acuerdo con las dimensiones mostradas en el cuadro 7. Y las propiedades del suelo de cimentación se obtuvieron los valores de distintos factores de seguridad, los cuales se muestran a continuación.

<b>CUADRO 8. FACTORES DE SEGURIDAD DEL MURO</b>		
Factores de seguridad		Requisito
FS Volteo	2,09	>2
FS Deslizamiento	2,15	>1,5
FS Cap. de Carga	3,05	>3

Cuadro 8. Valores obtenidos de factores de seguridad a partir de las ecuaciones 1-15. (Elaboración propia, 2015)

<b>CUADRO 9. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA PANTALLA</b>	
As min	4,66 m <sup>2</sup>
$\alpha$	0,32 cm
d	14 cm
As (# 6 @ 20cm)	14,25 cm <sup>2</sup>
$\phi$ Mn	501781,07 kg-m/m

Cuadro 9. Diseño de acero vertical para la pantalla. (Elaboración propia, 2015)

<b>CUADRO 10. DISEÑO POR CORTANTE DE LA PANTALLA</b>	
Ae	2000 cm <sup>2</sup>
M/Vd	8,79
Cd	0,32
Vm	6400 kg
Vs	358,19 kg
Vn	7098,31 kg
Vm max	9280 kg
Vn max	21400kg
Ash (# 3 @ 60cm)	0,32 cm <sup>2</sup>

Cuadro 10. Diseño de acero horizontal.

Para el diseño del acero de la zapata se analizó por flexión con los valores de cortante y momento dados en el cuadro 5 y se coloca acero por temperatura en la parte superior los datos del cálculo se encuentran en la siguiente tabla.

<b>CUADRO 11. DISEÑO DE ACERO INFERIOR DE LA ZAPATA</b>	
B	100 cm
D	20 cm
Diámetro propuesto	Varilla # 6
As propuesta (1m)	9,50 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento S	30 cm
$\phi$ Mn	563521 kg-cm <sup>2</sup>
Var # 6 @ 30cm en ambas direcciones	

Cuadro 11. Datos del cálculo de acero inferior de la zapata, además se coloca un enmallado por temperatura con varilla #3 @ 30cm. (Elaboración propia, 2015)

A su vez se diseña una viga de amarre opcional de 30cm de alto, colocada a un tercio de la altura (a petición del ing. Emigdio Mata) estos resultados se aprecian en el cuadro 12.

<b>CUADRO 12. DISEÑO DE ACERO PARA VIGA DE AMARRE</b>	
B	20 cm
d	30 cm
Diámetro propuesto	Varilla # 6
As propuesta (1m)	5,70 cm <sup>2</sup>
$\alpha$	5,03 cm
f <sub>c</sub>	280 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$ Mn	526437 kg-cm <sup>2</sup>
4 Var # 6 y aros # 3 @ 60cm	

Cuadro 12. Datos del cálculo de acero para la viga de amarre donde se colocan 1 var # 6 en cada esquina con aros en varilla #3 @ 60cm. (Elaboración propia, 2015)

Para el cálculo del desplazamiento se utilizó la combinación de carga última y se colocó a una altura equivalente de 114cm y se calculó como una carga puntual en un voladizo dando como resultado 0,02cm siendo el máximo permitido 4,4cm.

El cálculo del presupuesto se realizó para un metro lineal de muro, la pantalla en mampostería se hace de 2,4m para modular los bloques es por esto que la viga de amarre tiene una altura de 30cm y no de 25 como el espesor de la zapara. Para la construcción el acero vertical de la pantalla se moduló de tal forma que de 1 varilla de 6m se extraigan dos trozos de 3m por lo que es la longitud necesaria de cada varilla y no habrá necesidad de empalmes dentro de la pantalla. Los dobleces de varilla se determinaron con el CSCR para las varillas #3 y #6 los resultados se encuentran en el cuadro 13 mientras el presupuesto de materiales en el cuadro 14. Además, se consultó el precio del contratista de mano de obra por el muro terminado para este caso se le dio un precio por metro de muro.

Concreto	0,7 m <sup>3</sup>	90000	63000
Mortero	0,03 m <sup>3</sup>	90000	2700
Foraleta y guías	1 m	-	10000
<b>Total Materiales</b>		<b>150540</b>	
Excav. Y Coloc	2,70 m <sup>3</sup>	50000/h	15000
Mano de Obra	15 días	10000/h	50000
<b>Total por metro lineal</b>		<b>215540</b>	

(Elaboración Propia, 2015)

A continuación se caracteriza el drenaje que se construirá para el muro, este no es contemplado en el presupuesto anterior. Para el diseño del muro se supuso el suelo saturado, suponiendo las presiones máximas; no obstante, se toman medidas preventivas para evitar la acumulación de aguas tras el muro. La escogencia del diseño del drenaje se basó en la figura 17, el punto d, ya que como recomienda el autor del libro Ingeniería de suelos en vías terrestres, Alfonso Rodríguez, es uno de los métodos más confiables, donde se colocan hileras de drenes horizontales con espaciamiento entre 1,5m y 2m dependiendo el tipo de drenaje a utilizar

#### CUADRO 13. DOBLEZ DE VARILLA

Var . #	Diam. (db)	Long Lag (cm)	Diámetro o dobléz 90° (cm)	Log desp. dobléz 90° (cm)	Long desp. Doblez 180° (cm)
3	0,95	15	6	11	4
6	1,91	30	11	23	8

Cuadro 13. Representa los valores de distancia en centímetros (cm) para realizar el gancho estándar según indica el Código Sísmico de Costa Rica.

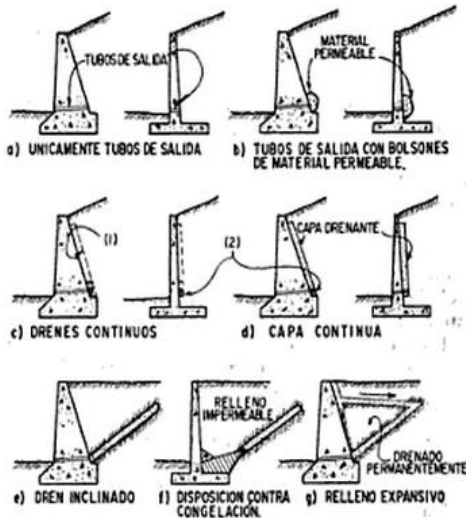
#### CUADRO 14. PRESUPUESTO

Material	Cantidad (1m L)	Precio uni.	Precio total (1m)
Bloque 20x20x40	30 uni	650	19500
Var. # 6 (grado 60)	6 uni	7600	45600
Var. # 3	3 uni	1580	4740

#### CUADRO 15. CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE.

Separación de tubos de salida	1,5 m
Diámetro de tubos de salida	0,1 m
Caudal de diseño	0,007 m <sup>3</sup> /s
Intensidad	150 mm/h
Coefficiente de permeabilidad	0,49
Longitud tributaria	228,5 m
Material granular	20cm de espesor en toda la pantalla. .

Cuadro 15. Drenaje con hileras de tubos horizontales de 10cm de diámetro espaciadas a 1,5m. de acuerdo a la figura 15, el detalle d) Capa Continua. (Elaboración propia, 2015) los datos se verifican con la ecuación 28.



- (1) Dren continuo horizontal uniendo los tubos de salida con drenes verticales en el respaldo dispuestos entre los tubos
- (2) Dren continuo horizontal con descarga lateral, en vez de tubos de salida. Puede tener drenes verticales intermedios.

Figura 17. Sistemas de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno (Rico del Castillo, 2005)

## Proyecto muro de gavión, San Antonio

En la parte de anexos se encuentran en detalle las imágenes obtenidas del programa Geo5 para el diseño del muro de gaviones, a continuación se presenta un breve resumen de los resultados obtenidos del análisis con cargas permanentes (cargas que rigen el diseño). Debido a las características del suelo se le asignan las mismas propiedades del suelo del muro de mampostería. Las características de los suelos de relleno y cimentación se observan en el cuadro 3.

Para el diseño se planteó un gavión de 3 metros por 3 metros con cajas de 1x1x1m. Como diseño original el ángulo de inclinación es de 0° y centrado, es decir con un corrimiento de 0,5m con

respecto a la hilera inferior. Las características de los materiales a utilizar en el gavión se encuentran en los siguientes cuadros.

### CUADRO 16. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE RELLENO DE GAVIÓN

Peso unitario	$\gamma$	18,00kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna	$\phi$	30,00 °
Cohesión	c	0,00 kPa

Cuadro 14. Características del agregado utilizado para relleno de las cajas de gavión, posee una granulometría homogénea con diámetro entre 10 y 20cm. (Elaboración propia, 2015)

### CUADRO 17. PROPIEDADES DE LA MALLA DE GAVIÓN

Resistencia de la malla	40,00
Rt	kN/m
Espaciado de divisiones verticales	1,00 m
Capacidad portante de la junta	40,00
Rs	kN/m

Cuadro 15. Características de la malla para gavión, estas propiedades son propuestas por el programa y verificadas por varios fabricantes, la malla a utilizar es de doble torsión. (Elaboración propia, 2015)

Luego de caracterizar los materiales y realizar el respectivo perfil del suelo, tal como se indica en las imágenes de apéndice, se asigna el nivel freático o agua a 1m de la corona del talud (aceptado por el ing. Emigdio Mata, jefe del departamento). La carga de sismo se determina con la sección 13.8 del CSCR donde se aplica un coeficiente de aceleración horizontal  $K_h$  de 0,25. Para la resistencia del suelo se le asigna un espesor de 40cm y tipo de resistencia en reposo (condición más crítica). Teniendo en cuenta las características preliminares del diseño se procede a correr el programa, y de acuerdo con los resultados se modifica la geometría variando el corrimiento y el ángulo de inclinación del muro, hasta obtener el diseño óptimo, los resultados finales de la geometría del gavión se aprecian en la figura 18.

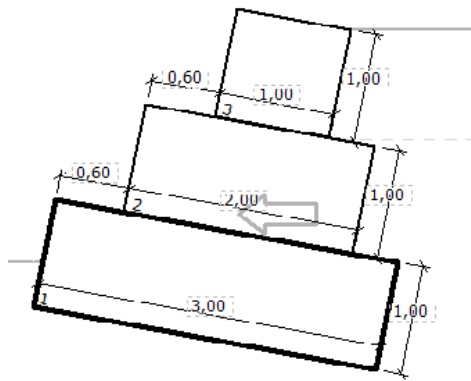


Figura 18. Geometría del muro de gavión, el ángulo de inclinación del mismo es de 12°, es decir, si el gavión tiene 3 metros de base el corte de excavación donde irá montado el gavión, debe llevar una diferencia de elevación de 65cm aproximadamente. (Elaboración propia, 2015)

En cada modificación de la geometría se verifican los resultados de manera que se busque un porcentaje inferior al 100% para ser aceptado, tratando de acercar cada resultado al 100% para obtener el diseño óptimo. En las figuras 17 y 18 se detalla la tendencia de los factores de seguridad al realizar variaciones en el ángulo de inclinación y el corrimiento de las hileras.

El cuadro 16. Contiene los resultados del análisis de cargas permanente los cuales resultaron ser los más críticos, además se realizó un análisis sísmico, temporal y accidental.

**CUADRO 18. RESULTADOS DEL ANÁLISIS (VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD)**

Verificación de equilibrio	Factor de seguridad	≤100%
Vuelco	3,8	39,5%
Deslizamiento	1,53	98,0%
Verificación del terreno de cimentación	Factor de seguridad	≤100%
Excentricidad	0,053	16,0%
Capacidad portante	2,31	64,8%
Verificación del muro primera hilera	Factor de seguridad	≤100%
Vuelco	4,55	33,0%
Deslizamiento	1,82	82,6%
Presión horizontal	22,30	6,7%
Diaclasa entre bloques	22,30	6,7%
Verificación del muro segunda hilera	Factor de seguridad	≤100%
Vuelco	4,13	36,3%
Deslizamiento	2,63	57,1%
Presión horizontal	22,30	6,7%
Diaclasa entre bloques	22,30	6,7%

Cuadro 16. Cuadro resumen de los resultados de estabilidad. Los detalles de cada resultado se encuentran en la sección de apéndice, donde se desglosan los momentos estabilizadores y de vuelco, fuerza resistente y activa, excentricidad, capacidad portante entre otros. (Elaboración propia, 2015)

Los materiales y el presupuesto de un metro de muro de gavión se detallan en el siguiente cuadro

CUADRO 19. PRESUPUESTO			
Material	Cantidad (1m L)	Precio uni.	Precio total (1m)
Gavion 1x1x2	6(1x1x1)	29590	88770
Piedra 10-20cm	5m <sup>3</sup>	22500	112500
Alambre interior	70m	20000	14000
<b>Total Materiales</b>			<b>215270</b>
Excav. Y Coloc	9 m <sup>3</sup>	50000/h	25000
Mano de Obra	15 días	5000/h	10000
<b>Total por metro lineal</b>			<b>250270</b>

La malla es de doble torsión con abertura de 8x10 de 2,7mm de diámetro de malla, alambres con recubrimiento de protección tripe zincado; 3,4mm de alambre de borde y 2,2mm de atirantamientos y alambre de amarre. La piedra de gavión posee un diámetro entre 10 y 20cm y se deben colocar de forma ordenada. Debido a que el gavión se adquiere formado de (1x1x2m) no requiere mano de obra calificada. (Elaboración propia, 2015)

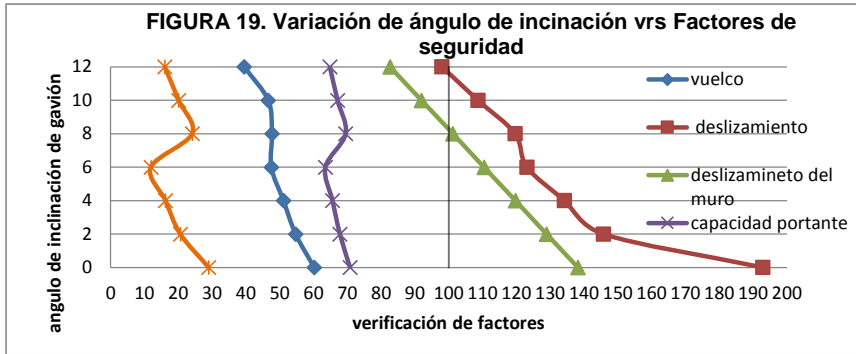


Figura 19. Sensibilidad de los factores de seguridad a cambios o variaciones del ángulo de inclinación, manteniendo un corrimiento de 60cm. (Elaboración propia)

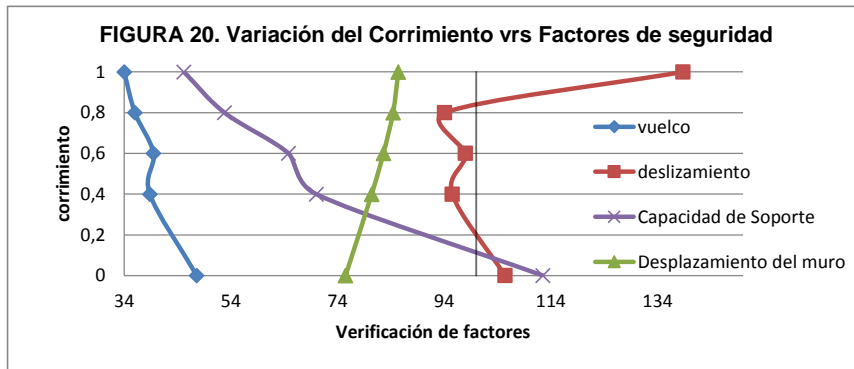


Figura 20. Sensibilidad de los factores de seguridad a cambios o variaciones en el corrimiento del gavión, para una inclinación de 12°. (Elaboración propia)

# Análisis de los resultados

Como datos iniciales del proyecto se solicita el diseño de un muro de mampostería a construirse en un talud en la esquina noreste de la plaza de San Antonio; el arquitecto Rolando Castro indica utilizar una capacidad soportante admisible de 5000kg/m<sup>2</sup> y un suelo semejante como relleno, al realizar la visita al sitio se encuentra un suelo arcilloso en tono rojizo característico en la mayor parte del cantón de León Cortés (se humedece el material y toma una consistencia plástica, fácil de moldear y deja mancha en tonos rojizos tal como se supuso), además se observa un talud natural con una pendiente elevada y no se evidencian deslizamientos, debido a la falta de presupuesto se pide utilizar correlaciones al tipo de suelo presente, al consultar con la literatura se propone un suelo de relleno con  $c=0$ , dejando en claro realizar un drenaje como se observa en la figura 17, los datos de suelo escogidos representan valores cercanos al mínimo para suelos arcillosos con consistencia blanda, puede que el valor supuesto sean muy inferior al valor real lo que implicaría un sobre-diseño por lo tanto es aconsejable realizar pruebas de laboratorio para futuros proyectos, dichos datos se encuentran en el cuadro 3.

De acuerdo con Braja M. Das los suelos arcillosos y limosos poseen una densidad de sólido  $G_s$  que varía entre 2,6 y 2,9 (pag. 7 fundamentos de Ingeniería Geotécnica). En la tabla 2.2 del mismo libro le otorga un peso específico seco de 17kN/m<sup>3</sup> para arcilla suave y 19 kN/m<sup>3</sup> para arcilla firme.

A su vez Casagrande (1948), en la publicación *Classification and Identifications of Soils* indica que los suelos arcillosos poseen una densidad saturada entre 1440kg/m<sup>3</sup> y 1600kg/m<sup>3</sup> para consistencias muy suaves y 2080kg/m<sup>3</sup> a 2240kg/m<sup>3</sup> cuando son suelos arcillosos con consistencia dura (ver cuadro de anexos A9). Por otra parte, designa propiedades típicas de rocas, y de acuerdo con los aspectos físicos de la zona

de estudio, es posible encontrar rocas del Mioceno en el grupo del Aguacate al Noreste de San Pablo hasta San Andrés (Ver figura 7.) Para estas rocas Casagrande da como valores típicos de densidad: Basalto 2850 kg/m<sup>3</sup>, Andesita 2600 kg/m<sup>3</sup>, Tobas 1600 kg/m<sup>3</sup>, Brechas 2530 kg/m<sup>3</sup> (Ver cuadro de anexos A10).

Teniendo en cuenta dichas referencias (se investigó mucha más literatura) se le dan los valores de densidad correspondientes de 1600 kg/m<sup>3</sup> y 1700 kg/m<sup>3</sup>. Los valores de  $\phi_1$  y  $\phi_2$  se determinaron con los valores que recomienda Tomás Cabrera (16° - 28° para arcillas en terreno natural, 25° para tierra vegetal y 30° para terraplén)

*"Usualmente para las arcillas, el ángulo efectivo de rozamiento interno:  $\phi = 15^\circ$  a  $25^\circ$ "* (Tomás Cabrera, U.P.M)

Para la determinación del empuje sísmico sobre el muro se clasificó la zona en estudio y se determinó una aceleración efectiva de 0,36 (cuadro 4) dato necesario para introducir en la ecuación 16. En el cuadro 5 se resumen las fuerzas y cargas aplicadas en el muro, para este caso no se tienen valores de carga temporal y permanente, por lo que las combinaciones de carga que afectan directamente corresponden a las 6-2, 6-3 y 6-4 del CSCR donde es la  $CU=1.05CP + f1 Ct +CS + CE$  quien predomina, siendo el empuje ( $P_a=2319,32$  kg/m) el que aporta la mayor carga. A su vez el momento y cortante últimos se determinó con un diagrama de cuerpo libre donde el sismo y el empuje del suelo van a la misma dirección.

La carga máxima aportada por el muro es de 4857 kg/m<sup>2</sup> (la capacidad admisible del suelo supuesto es de 4930 kg/m<sup>2</sup>) siendo ambos valores inferiores al encontrado en la literatura para suelos arcillosos con consistencia suave, por lo que las posibilidades de falla por capacidad de soporte son muy bajas.

El IEEE (Instituto de Ingenieros Eléctricos y Electrónicos) Sección Panamá (mayo del 2013)



crea un cuadro recopilando capacidades de soporte encontradas en literatura técnica, ver anexos (Cuadro A12. Valores Nominales de Capacidad de Soporte Admisible donde indica que para arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa el rango común de capacidad de soporte va entre 5098 kg/m<sup>2</sup> a 40788 kg/m<sup>2</sup>, siendo 5098 kg/m<sup>2</sup> el valor mínimo que se reporta para cualquier material de suelo. (El artículo se encuentra en la dirección [sites.ieee.org/panamá/files/2013/05/Capitulo-5-Geotecnia.pdf](http://sites.ieee.org/panamá/files/2013/05/Capitulo-5-Geotecnia.pdf))

Hasta este punto se logra correlacionar el suelo del sitio (caracterizado visualmente e investigación de geomorfología del sitio en estudio) con las características de los suelos descritos por varios autores.

A partir de los datos del suelo se procede a realizar una hoja de cálculo para lo cual se proponen propiedades de los materiales a utilizar (cuadro 6.), donde el valor de  $f_y$  originalmente grado 40 (2800kg/cm<sup>2</sup>) se modificó a grado 60 (4200kg/cm<sup>2</sup>) esto con el fin de reducir el diámetro de varilla, de no ser así la varilla para control de flexión será entonces #7, tal como se indica en la descripción del cuadro.

El cuadro 7, contiene los resultados finales del dimensionamiento del muro, este se varió de tal forma que se alcanzaran valores cercanos a los requeridos por los factores de seguridad (ver cuadro 8). Inicialmente se tenía un espesor de 15cm este cumplía con los factores de estabilidad; no obstante, no se alcanzaba el valor de momento último con ningún diámetro de varilla. Para este diseño el nivel de desplante no variaba significativamente los resultados no obstante se pensó en 0,40m de tal forma que se elimine la barrera vegetal y cualquier impureza del suelo.

Los resultados del diseño de acero por cortante y flexión se encuentran en los cuadros 9, 10, 11 y 12 respectivamente. Para estos casos se programó la sección de acero en la hoja de cálculo y se determinó el valor de acero mínimo según el CSCR a partir de ese dato se propuso un diámetro de varilla que cumpliera con el mínimo y fue aumentándose hasta cumplir con el momento y cortante último. Dando como resultado acero #3 por cortante (se coloca el acero mínimo indicado en el CSCR ya que en su mayoría no necesita por requerimiento) y #6 por flexión para todos los casos cumpliendo con el refuerzo máximo el cual es de un octavo del espesor nominal del bloque. (cap 9.4.3 apartado a. CSCR)

El refuerzo vertical de los muros debe ser como mínimo una varilla # 4 colocada en forma continua de apoyo a apoyo en todas las esquinas (...) La separación máxima del refuerzo vertical a lo largo del muro debe ser 80 cm y éste debe ser como mínimo varilla # 3. (...)

La separación máxima del refuerzo horizontal a lo largo del muro es de 60 cm y puede utilizarse varilla #3, como mínimo. (CSCR, 2010 cap 9.3)

La distancia entre la primera fibra en tensión y la última en compresión (d) para el muro de mampostería es de 14cm respetando los 1,5cm que indica el CSCR en el capítulo 9.3.5 sección b; como distancia mínima libre entre la superficie de la varilla y cualquier superficie de la mampostería (19,9cm de espesor de bloque menos 3,2cm de ancho de alma menos 21,5 cm de distancia libre dando 15,2cm como valor máximo de d)

El cuadro 12 contiene las dimensiones mínimas establecidas en el CSCR para gancho estándar; no obstante, en el presupuesto y modulación se toma en cuenta las extensiones superiores a las mínimas que se indica cumpliendo con las siguientes especificaciones del CSCR.

El refuerzo para cortante debe ser anclado en sus extremos utilizando un gancho estándar de 180 grados con una extensión mínima de 15 cm (...) Todo el acero utilizado para tomar esfuerzos de cortante en vigas y columnas debe formar aros cerrados terminando en una esquina con un gancho de 135 grados y una extensión no menor de 10 cm ó 6 diámetros. (CSCR, 2010 Cap. 9.3.4)

El cuadro 14, resume el presupuesto por metro lineal de muro el cual tiene un valor en materiales de 140540 colones tomando en cuenta la mano de obra (el precio de mano de obra fue consultado con el contratista el cual dio un valor total por la obra de \$1200000 a realizarse en 15 días aproximadamente) y excavación; el valor por metro lineal es de 205540 colones; es decir que si el muro es de 25 metros el costo total será de 5138500 colones. Cabe destacar, que el presupuesto no incluye el costo del drenaje para fines comparativos. El drenaje propuesto es una recomendación adaptada por Rico Rodríguez donde se colocan tubos horizontales cada 1,5 m de 0,1m de diámetro los cuales cubren una longitud tributaria de más de 220m, dicha distancia es mucho mayor a la esperada según visita al sitio

ya que se cuenta con zanjas y puntos de flexión que separan las aguas en tramos menores. A su vez se recomienda la construcción de una zanja o cuneta longitudinal a lo largo de la corona del talud para canalizar la mayor cantidad de aguas superficiales.

Como plan de mantenimiento para el muro de mampostería se recomienda tomar medidas preventivas, las cuales consisten en colocar una capa impermeabilizante en el muro y realizar revisiones anuales antes de cada invierno del estado de los drenajes (tubos de salida de aguas), asegurarse que los mismos no estén obstruidos y observar cualquier indicio de pandeo del muro o agrietamiento.

En el caso del diseño del muro de gaviones para la Cuesta los materiales a utilizar son de uso común, malla de hilo de acero dulce galvanizado y cocido de doble torsión amarrados en extremidades y vértices por hilo de mayor diámetro (según se especifica en la página de Maccaferri), cumpliendo con la norma ASTM 975-97 y 641-97. El gavión a utilizar es en caja (1x1x2m) con un ángulo de inclinación final de 12° dicho ángulo es mayor al que se encuentra en la literatura (entre 6° y 10°); el ángulo obtenido se reduce significativamente (6°) si se le da la propiedad de tipo pasiva a la resistencia del suelo en este caso todos los factores de seguridad aumentan, siendo un diseño menos conservador; no obstante, al no comprobar las características reales del suelo se realiza el diseño con una resistencia tipo reposo, la cual no considera ningún efecto de empuje a la punta del muro, dejando propenso a deslizarse. Para un diseño exacto es necesario realizar pruebas de suelos. Los resultados están dados para un corrimiento entre hileras de gaviones de 60cm. *“Es conveniente inclinar el muro contra el terreno en un ángulo  $\alpha$  generalmente de 6° pudiéndose alcanzar los 10°, de esta forma disminuye el valor del coeficiente de empuje activo.* (lemac.com.mex)

Al realizar las variaciones de estas dos propiedades geométricas (ángulo de inclinación y corrimiento) se determina que el factor de deslizamiento (verificación de equilibrio) es quien rige el diseño (ver figuras 19 y 20), en estase puede observar que a partir de 11,8° se da un cumplimiento de los factores de seguridad con un corrimiento de 60cm; al observar la figura 16 la verificación del muro por deslizamiento incumple para inclinaciones inferiores a 8°; mientras que al mantener una inclinación de 12° con un

corrimiento inferior a 10cm el factor de la capacidad de soporte se incumple (ver figura 18); el corrimiento aceptable va entre 0,2m y 0,82m, no obstante para el diseño se especificó de 0,6 para mantener un rango de seguridad amplio al momento de construir el muro, ya que este será construido por mano de obra poco calificada.

Materiales de Gavión Tipo Caja:

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2.4mm y de 3.0mm para los bordes. La piedra usada en los gaviones deberá ser resistente y durable, ninguna piedra deberá ser menor de 50mm (dimensión mínima), ni mayor de 250mm, (dimensión máxima)

(gabionmesh.com /gavion/info/27-1.htm)

Teniendo las condiciones de suelo reales es posible optimizar el diseño en tanto la relación base-altura; el grado de inclinación, el corrimiento y las condiciones de resistencia del suelo.

$B=1/2 (1+H)$ , H = altura total del muro. (A. Bianchini)

El cuadro 18 es un breve resumen de los datos obtenidos por el programa GEO5, los cuales están dados para un análisis permanente, el cual se considera más crítico en este diseño específico después de correr todas las condiciones (permanente, sísmico, accidental, transitorio), la interpretación del cuadro se basa en la proximidad al factor de seguridad requerido; donde el programa da un porcentaje de la proximidad buscado este sea menor a 100%, un valor superior al 100% indica que el factor obtenido es menor al requerido por lo que el diseño no es aceptable, un valor muy inferior a 100% poniendo el caso del factor de vuelco de 3,8 siendo el factor de seguridad requerido igual a 1,5; obteniendo un porcentaje de 39,5%, esto indica que el factor obtenido es mucho mayor al requerido por lo que hay un sobre-diseño, en conclusión se busca acercar la mayor cantidad de resultados al 100%, no obstante debido a la incertidumbre de las propiedades de los suelos eso no es posible para este caso.

En el caso del muro de Gaviones, el uso de tubos drenante es opcional, ya que por sí solo el gavión permite el flujo de aguas, a su vez el muro se encuentra muy cerca de un punto de flexión de cambio de aguas, (en la cumbre de una montaña) por lo la longitud tributaria no sobrepasa los 15m, siendo muy poca la cantidad de agua que cae sobre el muro, basta con realizar drenes

superficiales (zanjas longitudinales para recolectar y canalizar el agua llovida).

Al comparar el muro de mampostería con el de gaviones (cuadros 14 y 19 respectivamente) se observa que el muro de mampostería es más económico (C\$34730), además requiere menor cantidad de material, no obstante requiere mano de obra calificada y mayor tiempo constructivo ya que se deben dar tiempos de fragua y en la colocación de bloques de mampostería se debe mantener el nivel de plome y la verticalidad de las varillas, en el caso del muro de gaviones resulta ser más caro, pero la mano de obra no tiene por qué ser calificada, basta con explicar al personal como rellenar el gavión con piedras y amarrar con alambre el gavión. Ambos muros funcionan para el suelo establecido de igual forma son visibles en distintos puntos de la Zona de los Santos, lo que determina el uso de uno u otro muro es el espacio del que se cuente, ya que el de gaviones requiere un mayor espacio y la disponibilidad de materiales; no obstante, al variar el diseño de concluye que el muro de mampostería deja de ser rentable a partir de 3m, ya que sería necesario duplicar la cantidad de bloques y aumentar la cantidad de varillas; para

alturas mayores a 3m es recomendable la utilidad del gavión ya que el precio no se ve afectado significativamente.

En el caso del muro de gaviones debido a que el afloramiento de vegetación no afecta la funcionalidad del muro, el mantenimiento del muro no es influyente, basta con observar el comportamiento del mismo, las deformaciones y tener en cuenta que la presencia de material orgánico el cual es positivo para la germinación de vegetación, esto puede afectar el drenaje del muro por lo que se debe controlar que las aguas se evacúen, cabe destacar que la vida útil de estos muros es de 50 años. *“Los trabajos estructurales con Gaviones (muros de contención y defensas fluviales), como estructuras permanentes, deben tener una durabilidad de al menos 50 años”.* (A.Bianchini)

# Conclusiones

Hoy en día existen múltiples modos de estabilidad de taludes, no obstante siguen prevaleciendo los métodos convencionales, a su vez se sigue sobrediseñando debido a la falta de interés de realizar pruebas de suelos, las cuales si bien incurren en un costo, permiten que el diseño realizado con las características reales del suelo pueda resultar más económico.

Se recomienda realizar pruebas de laboratorio para obtener diseños óptimos de igual forma es necesario realizar un cambio del proceso de licitación para este tipo de obras, ya que muchas veces se omiten por el tiempo que conllevan en el ámbito municipal.

Al realizar el diseño de un muro de gaviones para el sector de la Cuesta de San Antonio se obtuvo una geometría de 3x3m con un corrimiento de 60cm y una inclinación de 12°; de mismo modo al realizar distintas corridas del muro se determinó que el diseño se rige por el análisis permanente y el factor de deslizamiento.

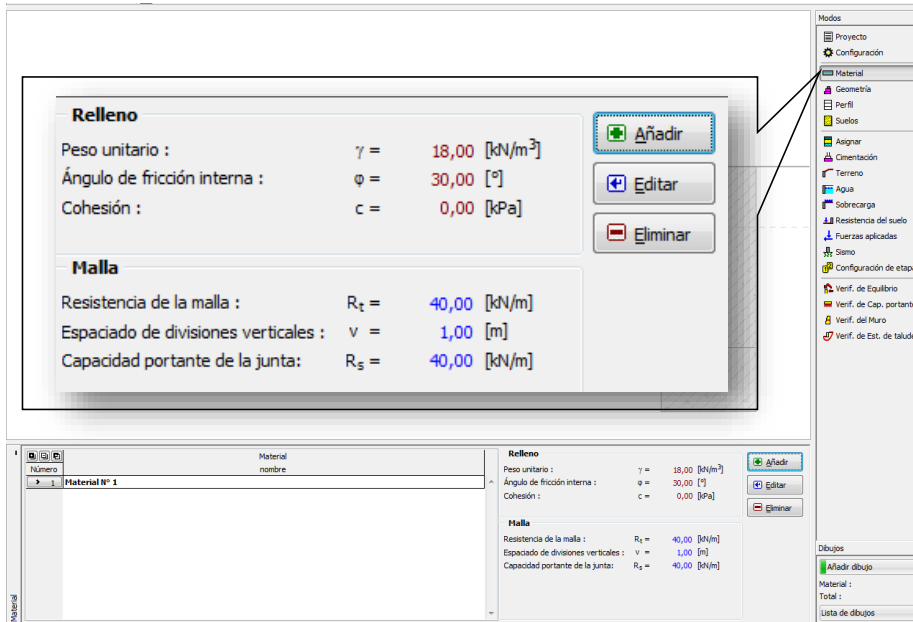
El diseño del muro de retención en mampostería para la plaza de San Antonio posee una altura de 2,75m en bloques de 20x20x40cm y una base de 1,55m; siendo 2,75m la altura máxima del muro, para el caso del diseño de muro se concluye que el momento último es quien rige el diseño.

Para el diseño de muros se recomendó un proceso constructivo que se resume en limpieza y excavación, armar estructura, y colocar el relleno, donde uno de los puntos más importantes es el mantenimiento periódico de los drenajes los cuales son los que más fácil se ven perjudicados por el contacto con el medioambiente.

# Apéndices

## APENDICE 1

FIGURA 21. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.

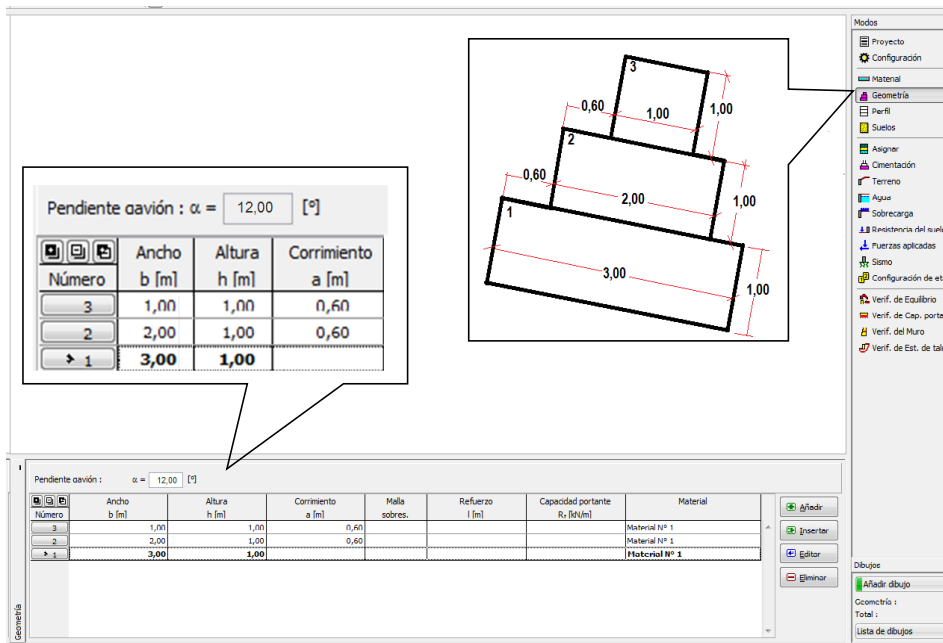


Fuente: modificado de Geo5, 2015

Paso 1 se abre el programa.

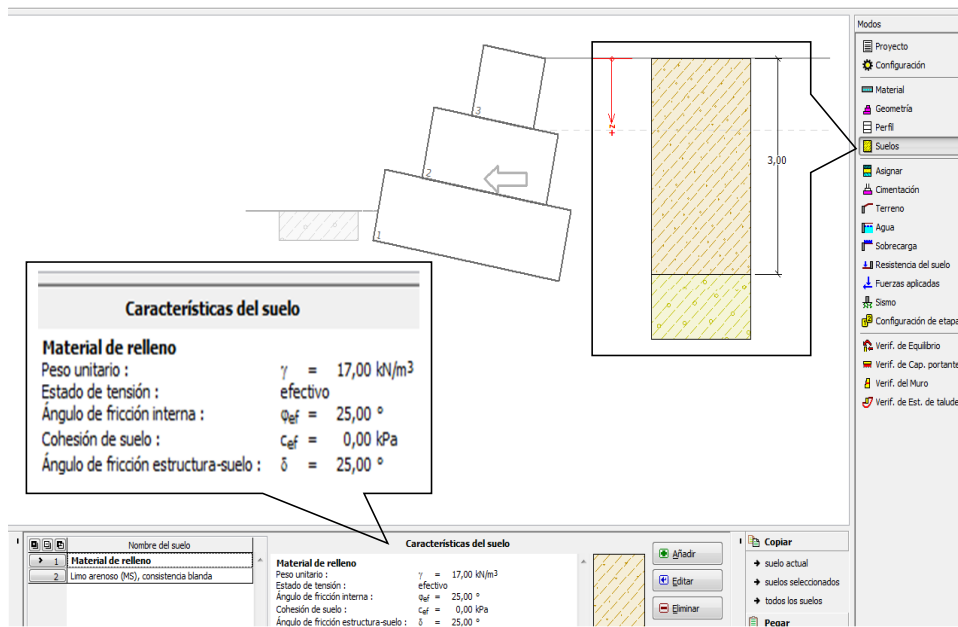
Click en el icono de material y se añade el relleno y malla de gavión. Para este caso se dejan las propiedades que recomienda el programa.

FIGURA 22. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.



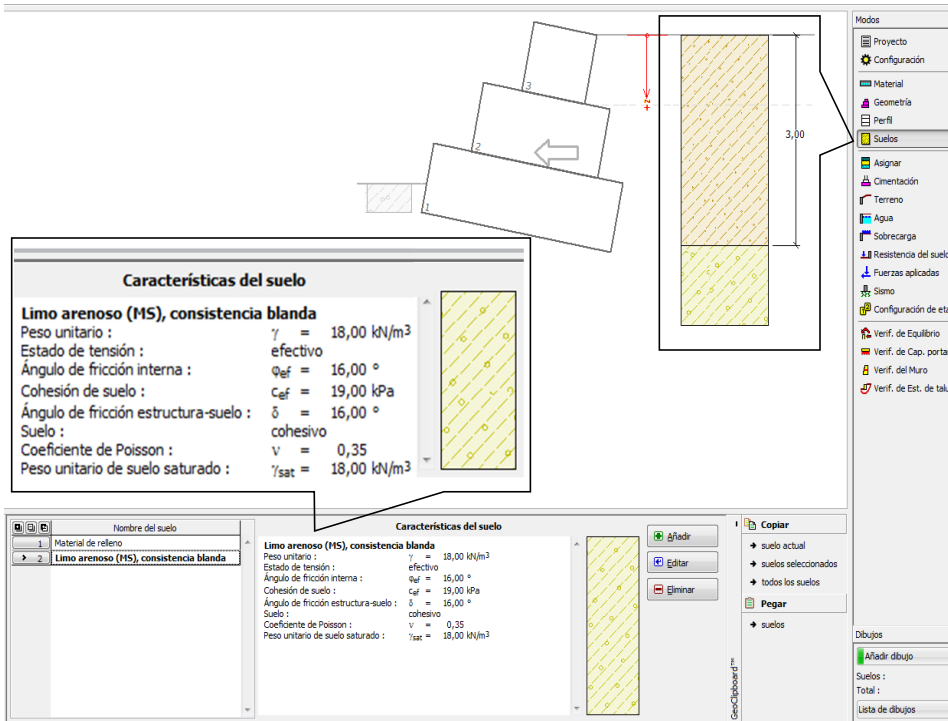
Fuente: modificado de Geo5, 2015  
 Dimensionamiento final del muro (pendiente del gavión 12° y corrimiento de 0,6m), inicialmente se colocó a 0° y un corrimiento de 50cm.

FIGURA 23. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.



Fuente: modificado de Geo5, 2015  
 Caracterización del suelo de relleno a 3 metro de profundidad.

FIGURA 24. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.

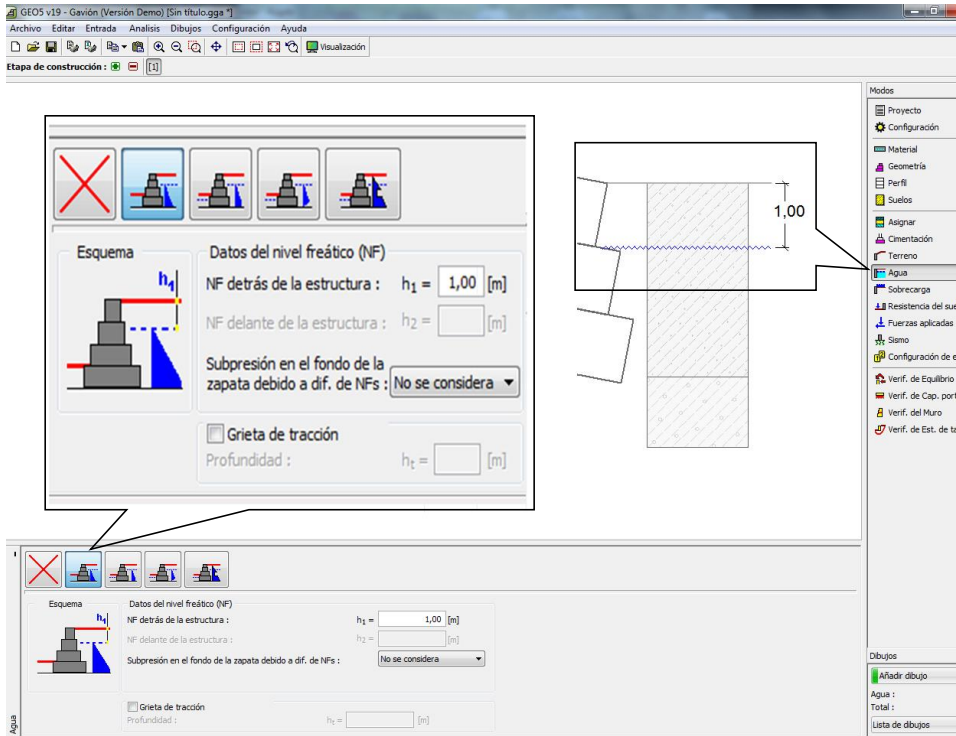


Fuente: modificado de Geo5, 2015.  
 Caracterización del suelo de cimentación.

Seguidamente se asignan los materiales y suelos. Además se escoge como cimentación el suelo de cimentación con una capacidad de soporte de 150 kPa. Y el terreno se escoge horizontal.



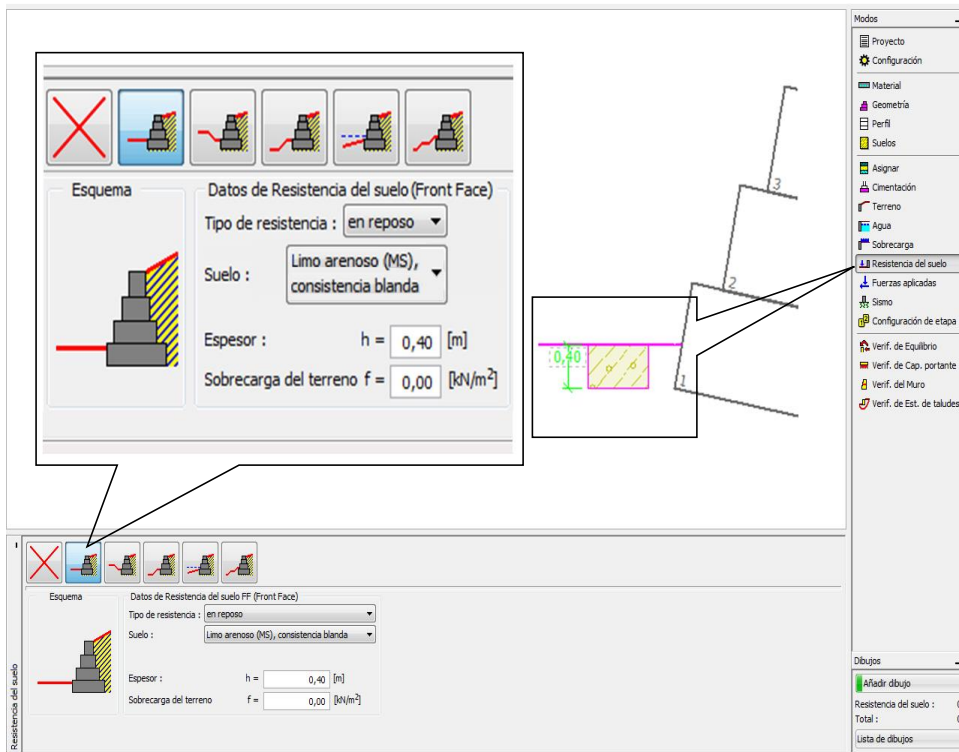
FIGURA 25. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.



Fuente: modificado de Geo5, 2015.

Suposición de la carga de agua, según recomendaciones del encargado de la obra; Ing. Emigdio Mata Montero.

FIGURA 26. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.



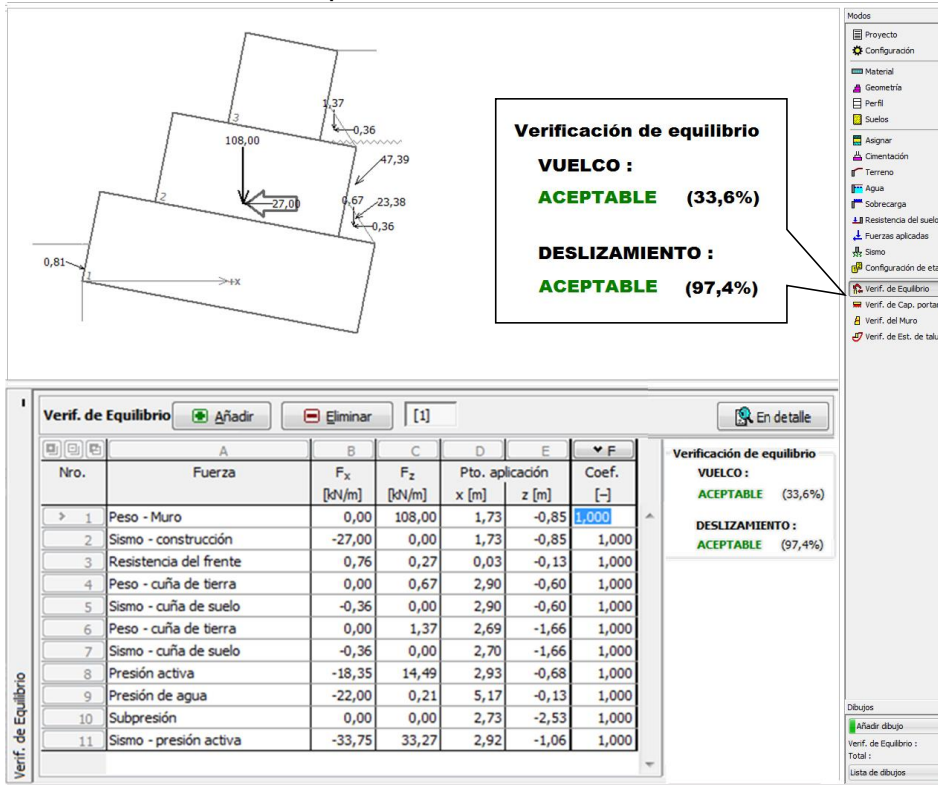
Fuente: modificado de Geo5, 2015.

Resistencia del Suelo FF (Front Face); se coloca un nivel de desplante de 40cm. El escoge el tipo de sobrecarga en REPOSO ya que es con esta condición donde se obtienen los resultados más críticos.

No se le coloca alguna Fuerza Aplicada; mientras que se coloca un coeficiente sísmico  $kh=0,36$  según lo indica macafferri (Sismo)

Hasta este punto el programa se corre con las distintas Configuraciones de etapa; donde se determina que la etapa más crítica es la PERMANENTE

**FIGURA 27. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.**  
**Resultados de la verificación de equilibrio**



Fuente: modificado de Geo5, 2015.

**EN DETALLE.**

**Verificación de Equilibrio**

**Verificación del muro completo**

Momento estabilizante  $M_{res} = 332,86 \text{ kN/m}$   
 Momento de vuelco  $M_{ovt} = 74,59 \text{ kN7m}$

**Factor de seguridad = 4,46 > 1,50**  
**Muro para vuelco ES ACEPTABLE**

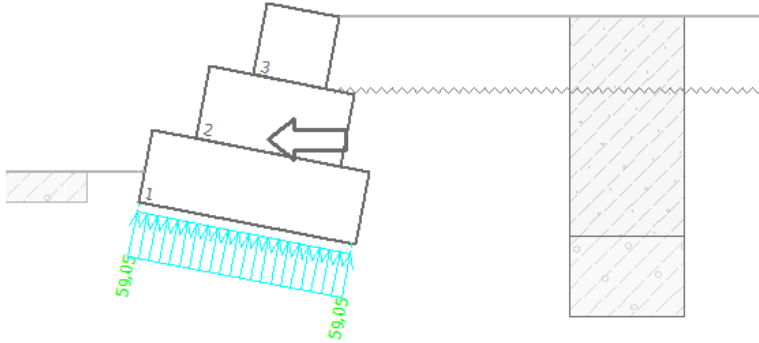
**Verificación de deslizamiento**

Fuerza horizontal resistente  $H_{res} = 106,27 \text{ kN/m}$   
 Fuerza horizontal activa  $H_{act} = 69,00 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 1,54 > 1,50  
**Muro para deslizamiento ES ACEPTABLE**

**Verificación completa –MURO ES ACEPTABLE**  
 El análisis se llevó a cabo con el valor modificado de la inclinación del terreno  $\beta$ .

**FIGURA 28. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.**  
**Resultados de la verificación de capacidad de soporte**



**Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata**

Número	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	3,71	174,65	65,87	0,007	59,05

**Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata**

Número	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	3,71	174,65	65,87

Verif. de Cap. portante

Cálculo de la capacidad de portante de suelo de cimentación

Introducir manualmente

Analizar la capacidad portante por el programa "Zapata"

No calcular

Cap. port. del terreno de cimentación: R =  [kPa]

Longitud total de los cimientos:  [m]

**Verificación del terreno de cimentación**

**EXCENTRICIDAD: ACEPTABLE (2,2%)**

**CAPACIDAD PORTANTE: ACEPTABLE (59,1%)**

[En detalle](#)

Fuente: modificado de Geo5, 2015.

**Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación**

Max. Tensión en el fondo de la zapata  $\sigma$   
 = 59,05 kPa  
 Capacidad portante del terreno de cimentación  $R_d$   
 = 150,00 kPa

**Verificación de excentricidad**

Máx. excentricidad de fuerza normal  $e = 0,007$   
 Máxima excentricidad permitida  $e = 0,333$

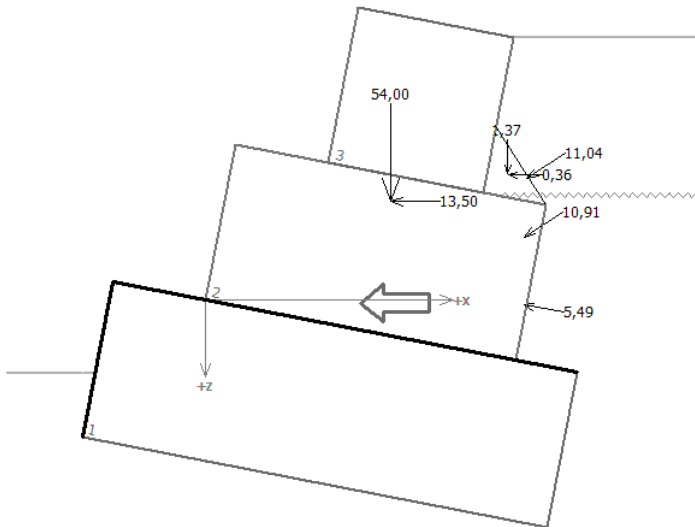
Factor de seguridad = 2,54 > 1,50  
**Capacidad portante del terreno de cimentación ES ACEPTABLE**

**Excentricidad de la fuerza normal ES ACEPTABLE**

**Estabilidad global –Cap. Portante del terreno de cimentación ES ACEPTABLE**

**Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata**

**FIGURA 29. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.**  
Resultados de la verificación del muro.



Verif. del Muro : <span style="color: green;">+</span> Añadir <span style="color: red;">-</span> Eliminar [1]						En detalle
Nro.	Fuerza	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	Pto. aplicación x [m] z [m]		Coef. [-]
1	Peso - Muro	0,00	54,00	1,17	-0,62	1,000
2	Sismo - construcción	-13,50	0,00	1,17	-0,62	1,000
3	Peso - cuña de tierra	0,00	1,37	1,91	-0,80	1,000
4	Sismo - cuña de suelo	-0,36	0,00	1,92	-0,79	1,000
5	Presión activa	-9,18	5,91	2,02	-0,40	1,000
6	Presión de agua	-5,40	-0,96	2,02	0,04	1,000
7	Subpresión	0,00	0,00	1,95	-1,66	1,000
8	Sismo - presión activa	-9,22	6,07	2,03	-0,77	1,000

Verificación automática

Junta debajo del bloque N°:

**Verificación**

**VUELCO :** ACEPTABLE (32,6%)

**DESLIZAMIENTO :** ACEPTABLE (87,2%)

**PRESIÓN HORIZONTAL :** ACEPTABLE (6,8%)

**DIACLASA ENTRE BLOQUES :** ACEPTABLE (6,8%)

Fuente: modificado de Geo5, 2015.

**Verificación de la junta constructiva sobre el bloque N° : 1**

**Verificación de la estabilidad de vuelco**

Momento estabilizador M<sub>res</sub> = 88,31 kN/m  
Momento de vuelco M<sub>ovr</sub> = 19,18 kN/m

Factor de Seguridad = 4,60 > 1,50

**Conjunto para estabilidad de vuelco ES ACEPTABLE**

**Verificación del deslizamiento**

Fuerza horizontal resistente H<sub>res</sub> = 41,77 kN/m  
Fuerza horizontal activa H<sub>act</sub> = 24,30 kN/m

Factor de seguridad = 1,72 > 1,50

**Junta para deslizamiento ES ACEPTABLE**

Máxima presión en la base del bloque = 37,86 kPa

Coef. De Red. Para corrimiento del bloque superior = 0,00  
 Valor promedio de la presión en el frente = 3,68 kPa  
 Resistencia al corte transmitida por fricción = 27,85 kN/m

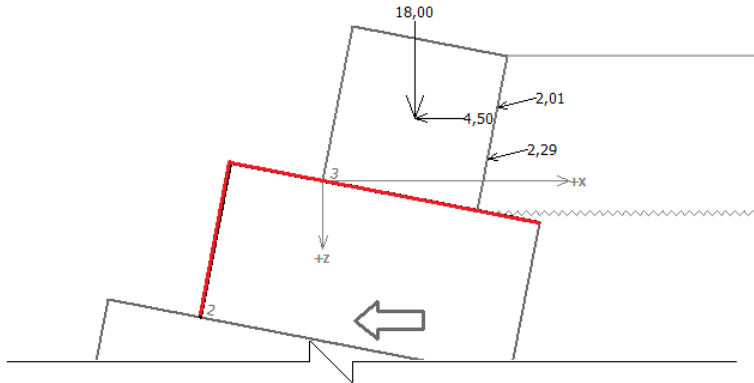
**Capacidad portante contra presión transversal:**  
 Capacidad portante de la junta = 40,00 kN/m  
 Cálculo de estado de tensión = 1,81 kN/m

Factor de seguridad = 22,14 > 1,50  
 Comprobar la presión transversal ES ACEPTABLE

**Comprobar la diaclasa entre bloques:**  
 Malla de la capacidad port. Del material = 40,00 kN/m  
 Cálculo de estado de tensión = 1,81 kN/m

Factor de seguridad = 22,14 > 1,50  
**Junta entre bloques ES ACEPTABLE**

**FIGURA 30. DISEÑO DE MURO DE GAVIONES EN GEO5.**  
 Resultados de la verificación del muro.



Verif. del Muro : <span style="float:right">[1] <a href="#">En detalle</a></span>						
Nro.	Fuerza	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	Pto. aplicación		Cof.
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0,00	18,00	0,59	-0,40	1,000
2	Sismo - construcción	-4,50	0,00	0,59	-0,40	1,000
3	Presión activa	-2,22	0,55	1,05	-0,14	1,000
4	Presión de agua	0,00	0,00	1,17	-0,79	1,000
5	Sismo - presión activa	-1,95	0,49	1,11	-0,46	1,000

Verificación automática

Junta debajo del bloque N°:

**Verificación**

**VUELCO :** ACEPTABLE (38,4%)

**DESPLAZAMIENTO :** ACEPTABLE (62,3%)

**PRESIÓN HORIZONTAL :** ACEPTABLE (6,8%)

**DIACLASA ENTRE BLOQUES :** ACEPTABLE (6,8%)

Fuente: modificado de Geo5, 2015.

**Verificación de la junta constructiva sobre el bloque N° : 2**

**Verificación de la estabilidad de vuelco**

Momento estabilizador  $M_{res} = 11,67 \text{ kN/m}$   
Momento de vuelco  $M_{ovr} = 2,98 \text{ kN/m}$

Factor de Seguridad =  $3,91 > 1,50$   
**Conjunto para estabilidad de vuelco ES ACEPTABLE**

#### Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente  $H_{res} = 11,74 \text{ kN/m}$   
Fuerza horizontal activa  $H_{act} = 4,87 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad =  $2,41 > 1,50$   
**Junta para deslizamiento ES ACEPTABLE**

Máxima presión en la base del bloque =  $23,83 \text{ kPa}$   
Coef. De Red. Para corrimiento del bloque superior =  $0,00$   
Valor promedio de la presión en el frente =  $3,68 \text{ kPa}$

Resistencia al corte transmitida por fricción =  $7,83 \text{ kN/m}$

#### Capacidad portante contra presión transversal:

Capacidad portante de la junta =  $40,00 \text{ kN/m}$   
Cálculo de estado de tensión =  $1,81 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad =  $22,14 > 1,50$   
**Comprobar la presión transversal ES ACEPTABLE**

#### Comprobar la diaclasa entre bloques:

Malla de la capacidad port. del material =  
 $40,00 \text{ kN/m}$   
Cálculo de estado de tensión =  
 $1,81 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad =  $22,14 > 1,50$   
**Junta entre bloques ES ACEPTABLE**

## APENDICE 2

## Diseño de Muro de Mampostería.

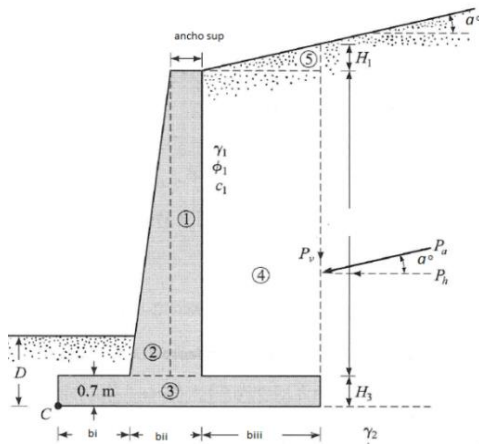


Figura 31. Nomenclatura del muro de mampostería.  
Fuente: Modificado de Braja M, 2001. Pag 459.

CUADRO A1. Dimensiones finales del Muro.

Modifique las dimensiones del Muro.		
H	2.5	m
h1	0	m
h3	0.25	m
H'	2.75	m
ancho sup	0.2	m
$\alpha$ =	0	°
b	1.55	m
D	0.40	m
bi	0.65	m
bii	0.20	m
biii	0.70	m

El valor de b debe ser al menos la mitad de la altura total H'; y el bi debe ser al menos el 10% de H'.

Fuente: Elaboración Propia, 2015.

CUADRO A2. Valores que intervienen en el diseño del muro.

Propiedades	valor	Unidad
$\phi_1$	0.44	Radianes
$\delta$ =	0.29	Radianes
$\psi$ =	1.57	Radianes
$\beta$ =	0	Radianes
Ka (Rankine 1857)	0.41	
Ka (Coulomb)=	0.36	
Kp (Rankine 1857)	2.46	
Kp (Coulomb)=	4.08	
Sobrecarga w=	0.00	Kg/m
Hs=	0.00	m

Fuente: Elaboración Propia, 2015.

CUADRO A3. Fuerzas activa y pasiva de Rankine por unidad de longitud del muro

Valores Relacionados con el Empuje.	
Po=	26223.42933 kg/m
Pas=	2319.317523 kg/m
Pvs=	0 kg/m
Phs=	2319.32 kg/m
Mvs =	2126.041063 Kg-m/m

Fuente: Elaboración Propia, 2015.



CUADRO A4. Cálculo de los momentos resistente para el factor de seguridad por volteo.

sección No	Área (m <sup>2</sup> )	Peso/log (kg/m)	Brazo de Momento x en (0,0)	Momento Mx (kg-m/m)	Brazo de Momento y en (0,0)	Memento My (kg-m/m)
1	0.5	650.00	0.75	487.50	1.50	975.00
2	0	0.00	0.65	0.00	1.08	0.00
3	0.3875	503.75	0.78	390.41	0.13	62.97
4	1.75	2975.00	1.20	3570.00	1.50	4462.50
5	0.000	0.00	1.32	0.00	2.75	0.00
Pv		0.00	4.00	0.00	4.00	0.00
ΣV=		4128.75		4447.91		5500.47

Fuente: Elaboración Propia.

Momento por peso     ΣMe =            4447.91 kg-m/m  
Msc=                            0 kg-m/m  
Para el momento de volteo  
Mea= Pv(H<sup>3</sup>/3)     2126.04 kg-m/m  
Msc=                            0 kg-m/m

**FS (volteo) = ΣMe/Mea                    2.092 >2                    ¡CUMPLE!**

**Factor de seguridad contra deslizamiento**

Kp=tan<sup>2</sup>(45+φ<sub>2</sub>/2)                            1.76105  
D=    0.4  
Pp=1/2 Kp\*γ<sub>2</sub>\*D<sup>2</sup> + 2C<sub>2v</sub>(KpD)            2242.52

FS (desliz) =((ΣV) tan(K<sub>1</sub>φ<sub>2</sub>) + Bk<sub>2c<sub>2</sub></sub> + Pp)/Po cosα  
K1 y K2 estan en el rango de 1/2 a 2/3 (pag 454 Braja)

**FS (desliz) =                                    2.1 >1,5                                    ¡CUMPLE!**

**Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga**

combinación de las ecu 12.18, 12.19 y 12.20 del Braja

**e= B/2 - (ΣMR-ΣMo)/ΣV                    0.213    0.2583333    ¡CUMPLE!**

q (punta-talon)=ΣV/b(1± 6e/B)

q (punta) 4856.22  
 q (talon) 471.203

Capacidad de carga última del Suelo  
 $q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + 1/2 \gamma_2 B' N_\gamma F_{yd} F_{yi}$

**Para  $\phi =$  16** (ver tabla 11.1 del Braja)

Nc 11.63  
 Nq 4.34  
 Ny 3.06

q= 640.00 kg/m<sup>2</sup>  
 B=B'-2e (en este caso) 1.12 m

Condición Real	0.26	
Condición	D / B ≤ 1	D / B > 1
Fcd=	1.14	1.002482809
Fqd=	1.11	1.20636823
Fyd=	1.00	1

Factor de Inclinación  
 $\psi = 29.18^\circ$   
 Fci= Fqi = 0.46  
 Fyi= 0.68

qu= 14799.33 kg/m<sup>2</sup>

<b>FS (cap de carga)</b>	<b>3.048 &gt; 3</b>	<b>¡CUMPLE!</b>
--------------------------	---------------------	-----------------

<b>Calculo de acero</b>
-------------------------

Clase de Mampostería	<b>A</b>
Em (ec 9-2 CSCR)=	75000 kg/cm <sup>2</sup>
f'm=	100 kg/cm <sup>2</sup>
Es=	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Ev (ec 9-3 CSCR)=	30000 kg/cm <sup>2</sup>
Fy (grado 60)=	4200 kg/cm <sup>2</sup>

Fuerza lateral 0.6 kg  
I total 166667 cm<sup>4</sup>

POR EFECTO DEL SISMO

F<sub>spp</sub>= 1736 kg/m  
M<sub>spp</sub>= 2864 kg-m/m  
M<sub>n</sub>= 7312 kg-m/m  
**φ = 0.6 sección F de 8.7 CSCR**  
Diseño de Acero por cortante  
V<sub>u</sub> ≤ φ V<sub>n</sub>  
V<sub>u</sub>= 4054.91 kg/m

**DISEÑO POR CORTANTE (ACERO HORIZONTAL)**

M<sub>u</sub>= 498977.08 kg-cm/m  
V<sub>u</sub>= 4054.91 kg /m  
d= 14 cm  
A<sub>e</sub> 2000 cm<sup>2</sup>  
b 100 cm  
C<sub>d</sub>= 0.32  
M/V<sub>d</sub> 8.789642299  
V<sub>m</sub>= 6400 kg  
V<sub>m(max)</sub>= 9280 kg  
Cumple  
V<sub>s</sub>=V<sub>n</sub>-V<sub>m</sub> 358.1854554 kg  
A<sub>sv</sub>= 0.365495363 cm<sup>2</sup>  
**S= 60 cm**

**Varilla # 3**  
Area= 0.71 cm<sup>3</sup>

Verificación  
V<sub>n</sub> = V<sub>m</sub> + V<sub>s</sub> 7098.306245 kg  
φV<sub>n</sub>>V<sub>u</sub> **¡CUMPLE!**  
V<sub>n</sub> máximo= 21400 kg

**¡CUMPLE!**

**DISEÑO POR FLEXIÓN (ACERO VERTICAL)**

Mu= 498977 kg-cm/m  
Vu= 4054.91 kg /m

Acero Mínimo  
As min 4.66666667 cm<sup>2</sup>  
 $\alpha$  0.318225175 cm  
 $\phi$  flexión 0.8  
d= 14 cm  
b= 100 cm

Acero Propuesto 2.85022957 cm<sup>2</sup>

**Diámetro Varilla**

# 6  
 $\rho$  0.39903214  
As (1m) 14.25114785 cm<sup>2</sup>  
**S= 20**  
a= 7.041743643 cm<sup>2</sup>  
Mn= 627226.341  
 $\phi$ Mn= 501781.0728

**¡CUMPLE!**

**ACERO PARA ZAPATA**

**Flexión=**  
As propuesto= 9.05 cm<sup>2</sup>  
# varilla 6  
Cantidad 3.33  
 $\alpha$  1.67 cm  
d= 20 cm  
b= 100 cm  
f'c 280 kg/cm<sup>2</sup>  
Fy= 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ Mn= 611690 kg/cm<sup>2</sup>

Mu= 498977 kg/cm2  
 $\phi M_n > M_u$  ¡CUMPLE!

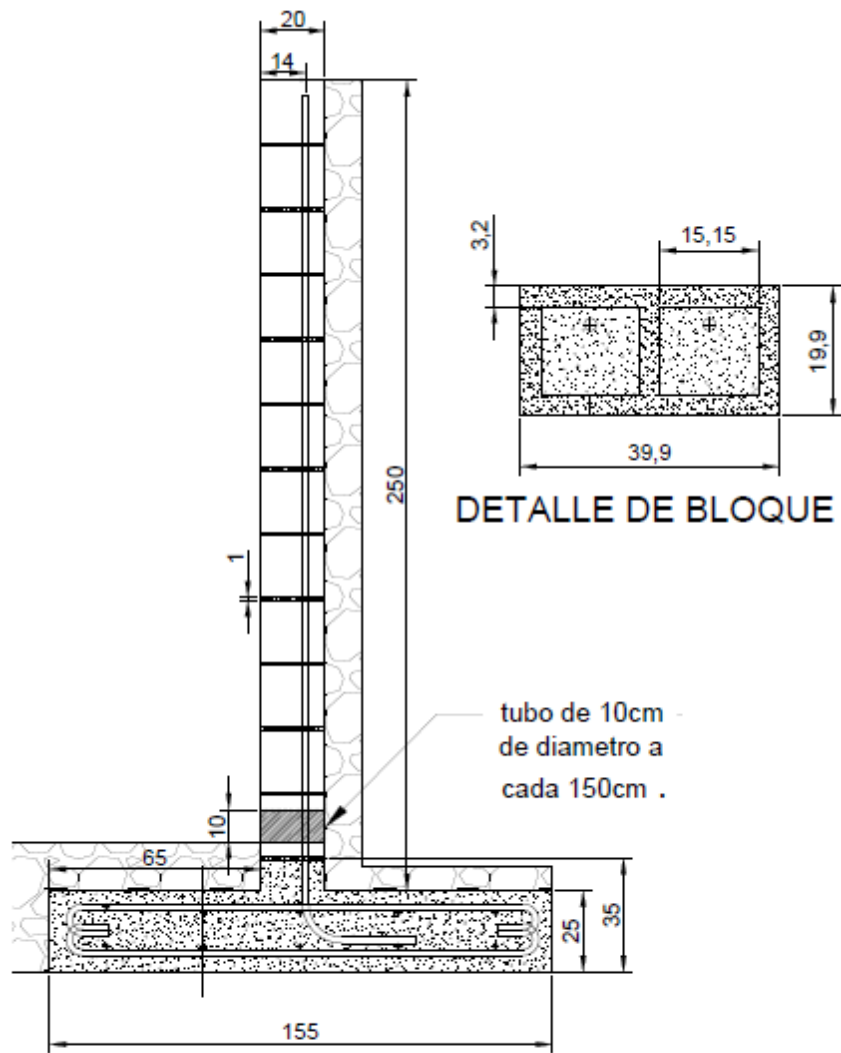
**Cortante** Mínimo por requerimiento

<b>DEFORMACIÓN</b>
--------------------

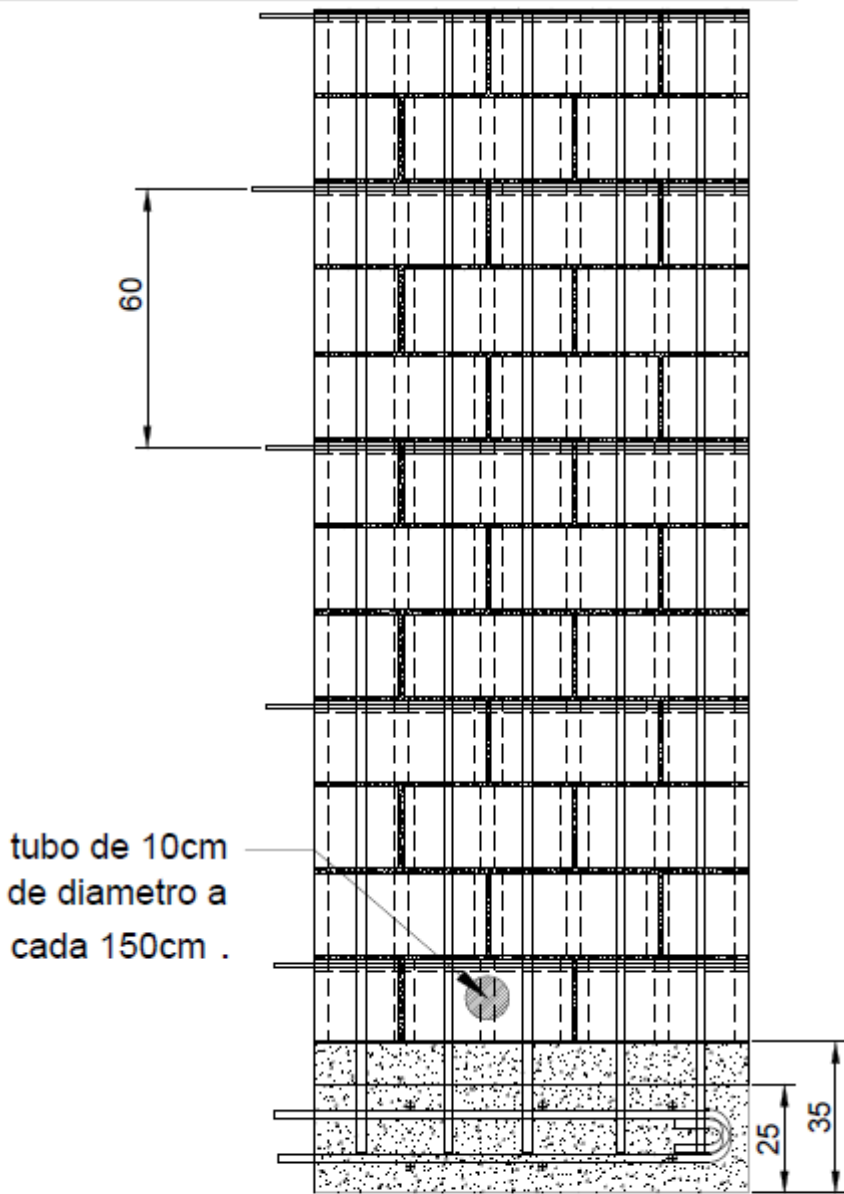
P= 4054.91  
**ubicación = 1.138795217**  
Y max= 0.003193868 cm  
**Y permisible= 4.4 cm**

### APENDICE 3





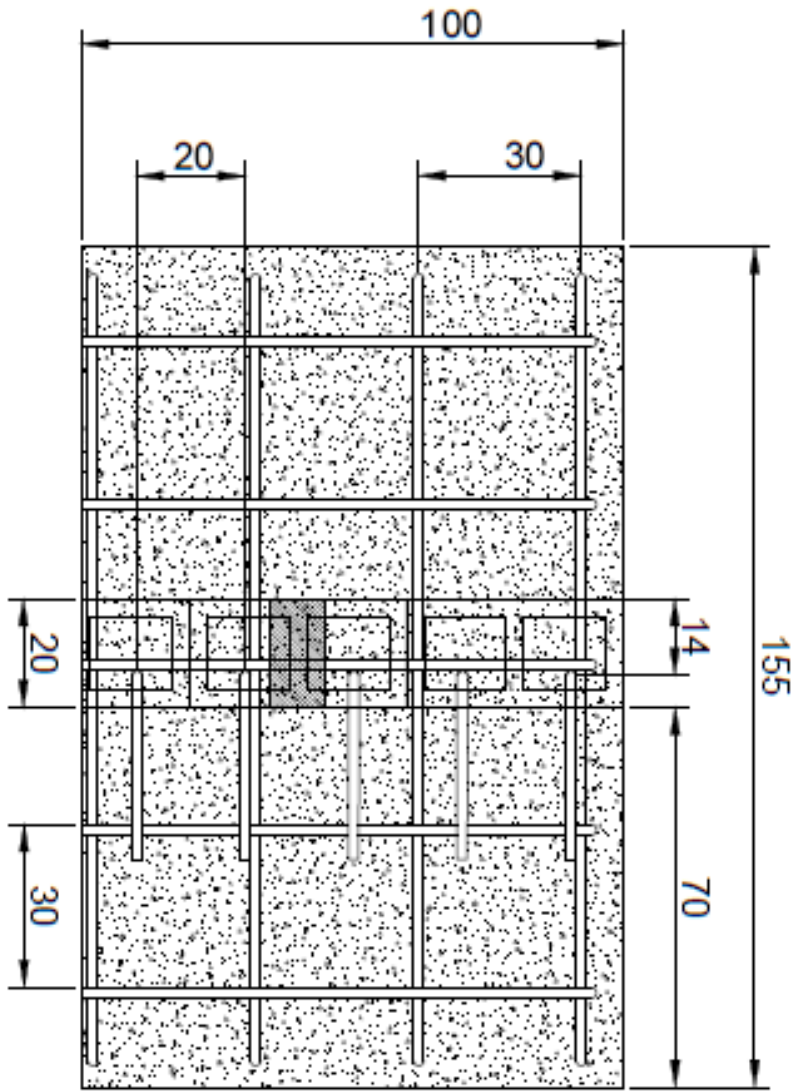
VISTA DE PERFIL  
Dimensiones en cm.



## DETALLE DE MAMPOSTERÍA

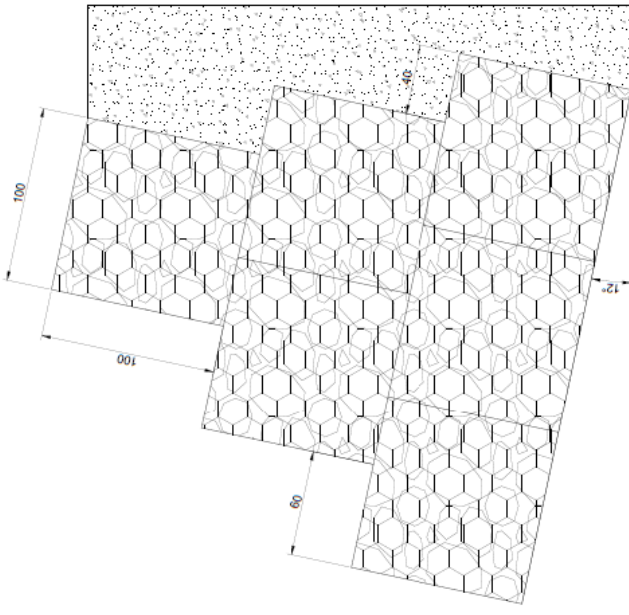
ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CANTÓN DE LEÓN COSTÉS



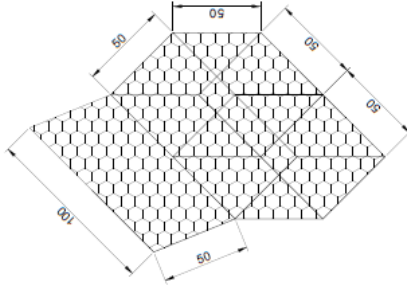


VISTA SUPERIOR

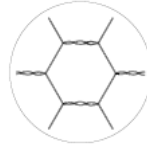
# MURO DE GAVIONES



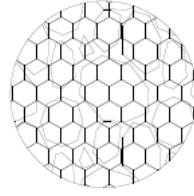
VISTA DE PERFIL  
Dimensiones en cm.



DETALLE DE GAVIÓN  
escala 4:1



DETALLE DE MALLA



DETALLE DE AGREGADO

- Notas:**
1. Dimensiones en centímetros, a excepción que sea indicado en el dibujo
  2. El diámetro de alambre utilizado en la fabricación de la red, debe ser 2,4mm y 3,0mm para el alambre de los bordes.
  3. La piedra deberá ser resistente y durable
  4. El tamaño de las piedras va entre 5cm y 25cm
  5. La malla debe ser de triple torsión
  6. El terreno sobre el gavión debe ser plano.
  7. La caja de gavión a utilizar es de 2m de largo por 1m de alto y 1m de ancho.
  8. El corrimiento de los gaviones es de 60cm de la cara libre.
  9. El gavión debe cumplir con la norma ASTM 975-97 y 941-97.

# Anexos

## ANEXO 1

	Clase de suelo	Peso Específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	Angulo de rozamiento interno
Terreno Natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25° - 32°
	Arcilla	15 – 22	16° - 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Fuente: Tomás Cabrera (U.P.M)

Tipo de suelo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Grava	20-22	15-17
Arena	18-20	13-16
Limo	16-20	14-18
Arcilla	16-22	14-21

Fuente: Tomás Cabrera (U.P.M)

Tipo de suelo	$\Phi^\circ$ (grados)
Arena: Granos redondeados	
Suelta	27 – 30
Media	30 – 35
Densa	35 – 38
Arena: Granos angulares	
Suelta	30 – 35
Media	35 – 40
Densa	40 – 45
Grava con algo de arena	34 – 48
Arcillas consolidadas	20 – 30
Limos	26 - 35

Fuente: Braja M. Das, 2001

Descripción	Relación de Vacíos "e"	Cont. de Humedad w%	Peso Específico $\gamma$ kg/m <sup>3</sup>
Arena uniforme, suelta	0,8	30	1,45
Arena uniforme, densa	0,45	16	1,8
Arena limosa suelta de grano angular	0,65	25	1,6
Arena limosa densa de grano angular	0,4	15	1,9
Arcilla firme o consolidada	0,6	21	1,7
Arcilla blanda ligeramente orgánica	0,9 - 1,4	30 - 50	1,15 – 1,45
Arcilla blanda muy orgánica	2,5 – 3,2	90 – 120	0,6 – 0,8
Bentonita blanda	5,2	194	1,27

Fuente: Manual de Fundaciones de las Estructuras. UES, 1996.

Consistencia	Prueba Manual	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )
Dura	Difícil de mellar	>2.0
Muy Firme	Mellada con las uñas	2.08 - 2.24
Firme	Mellada con el pulgar	1.92 - 2.08
Media firme	Moldeada con presión fuerte	1.76 - 1.92
Suave	Moldeada con presión Leve	1.60 - 1.76
Muy Suave	Su estruje entre los dedos	1.44 - 1.60

Fuente: Casagrande, A. (1948) "Classification and Identification of Soils", Transactions ASCE, 113, pp. 901,992.

<b>CUADRO A10. PROPIEDADES TÍPICAS DE LAS ROCAS</b>			
<b>Tipo</b>	<b>Textura</b>	<b>Estructura</b>	<b>Yd (g/cm³)</b>
<b>IGNEAS</b>			
Granito	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2,69
diorita	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2,82
Gabbro	Gruesa a mediana	Masivas, con juntas muy espaciadas	2,88
Riolita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2,59
Andesita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2,66
Basalto	Fina	Masiva, con muchas juntas	2,85
Obsidiana	Vidriosa	Masiva	2,2
Toba	Gruesa	Cenizas cementadas	1,6
<b>METAMORFICAS</b>			
Gneiss	Gruesa mediana	Bandera a foliada	2,70
Esquisto	Fina	Foliada	2,67
Pizarra	Fina	Formada de placas	2,69
Cuarzita	Fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2,66
Mármol	Fina a muy fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2,69
Serpentina	Varias	Masiva, a menudo suave	2,53
<b>SEDIMENTARIAS</b>			
Conglomerado	Gruesa, redondeada	Estratificada, cementada	2,48
Brecha arenisca	Gruesa granular Mediana	Estratificada, cementada	2,53
Limolita	Mediana	Estratificada, cementada	2,35
Lutita	Fina	Estratificada, cementada	1,80-2,24
	Muy fina	Laminada, inestables	1,60-2,20
Calizas	Fina	Masivas, estratificadas, solubles	2,64
Dolomita	Fina	Masiva, algo de recristalización	2,67

Fuente: Casagrande, A. (1948) "Classification and Identification of Soils", Transactions ASCE, 113, pp. 901,992.

<b>CUADRO A11. VALORES DE LA COHESIÓN PARA ARCILLAS SEGÚN SU CONSISTENCIA</b>		
<b>Consistencia</b>	<b>Identidad den campo</b>	<b>Cohesión (kg/cm2)</b>
Muy blanda	Fácilmente penetrable varios cms con el puño	< 0,125
Blanda	Fácilmente penetrable varios cms. con el pulgar	0,125 – 0,25
Media	Se requiere un esfuerzo moderado para penetrarlo varios cms. con el pulgar	0,25 – 0,5
Rígida	Indentable fácilmente con el pulgar	0,5 – 1
Muy rígida	Indentable fácilmente con la uña del pulgar	1 – 2
Dura	Difícil de indentar con la uña del pulgar	2

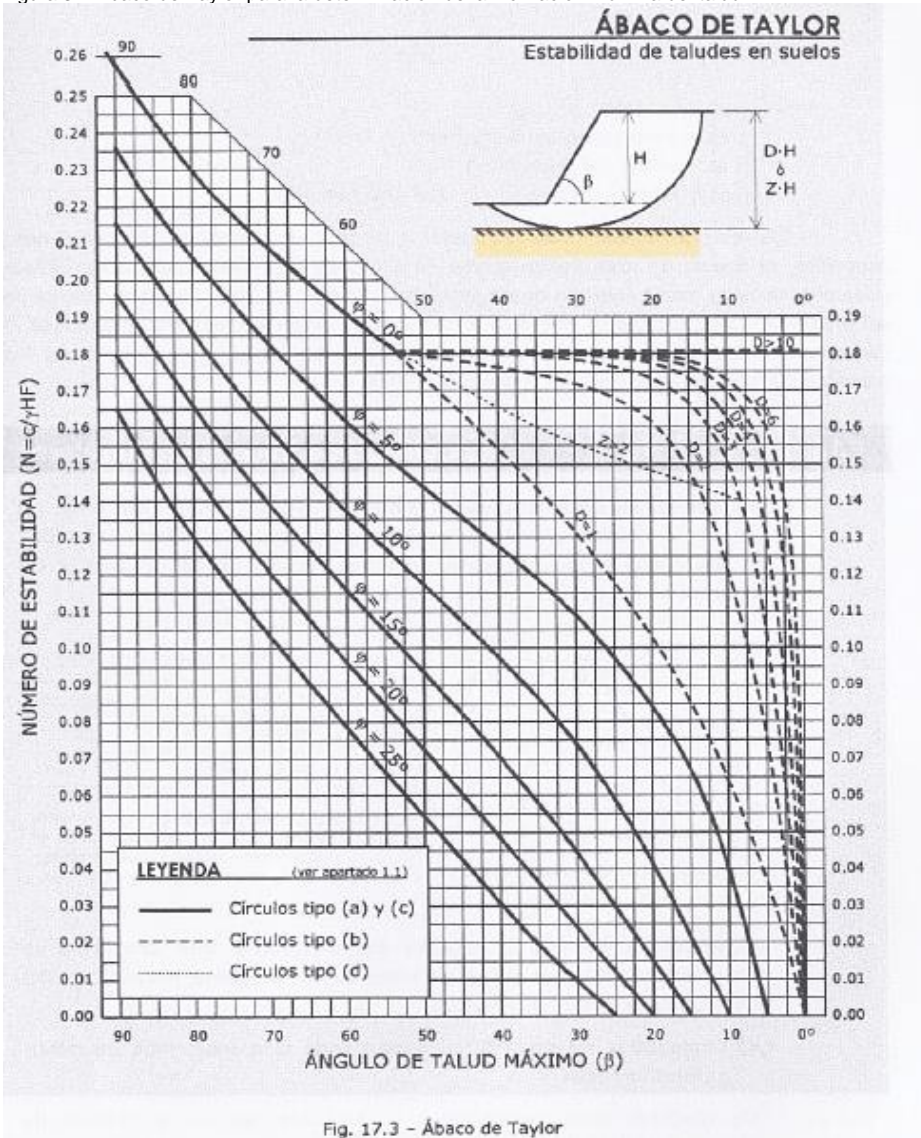
ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CANTÓN DE LEÓN COSTÉS

Fuente: SPIA. 2004

<b>CUADRO A12. VALORES NOMINALES DE CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE.</b>			
<b>Tipo de Material</b>	<b>Consistencia en sitio</b>	<b>Rango Común (MPa)</b>	<b>Valor Prom. (MPa)</b>
Roca masiva cristalina ígnea y metamórfica (granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado)	Roca dura e intacta	6 a 10	8
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3 a 4	3,5
Roca sedimentaria (lutita dura cementada, limolitas, areniscas, calizas sin cavidades)	Roca medio dura e intacta	1.5 a 2.5	2
Manto de roca meteorizada o fracturada de cualquier tipo excepto rocas altamente arcillosas (lutitas)	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Lutitas u otras rocas altamente arcillosas en condiciones intactas	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y cantos rodados	Muy compacta	0.8 a 1.2	1
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y cantos rodados	Muy compacta medio compacta suelta	0.6 a 1 0.4 a 0.7 0.2 a 0.6	0.7 0.5 0.3
Arena gruesa a mediana, arena con poca grava	Muy compacta medio compacta suelta	0.4 a 0.6 0.2 a 0.4 0.1 a 0.3	0.4 0.3 0.15
Arena fina a mediana, arena limosa o arcillosa mediana a gruesa	Muy compacta medio compacta suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina	Muy compacta medio compacta suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa	Muy firme a dura medio firme a firme suave	0.3 a 0.6 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.4 0.2 0.05
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo con arcillas y arenas estratificadas	Muy firme a dura medio firme a firme suave	0.2 a 0.4 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.3 0.15 0.05

Fuente: Instituto de Ingenieros Eléctricos y Electrónicos, Sección Panamá, <http://sites.ieee.org/panama/files/2013/05/Capitulo-5-Geotecnia.pdf>

Figura 37. Ábaco de Taylor para la determinación de la inclinación Máxima del talud.

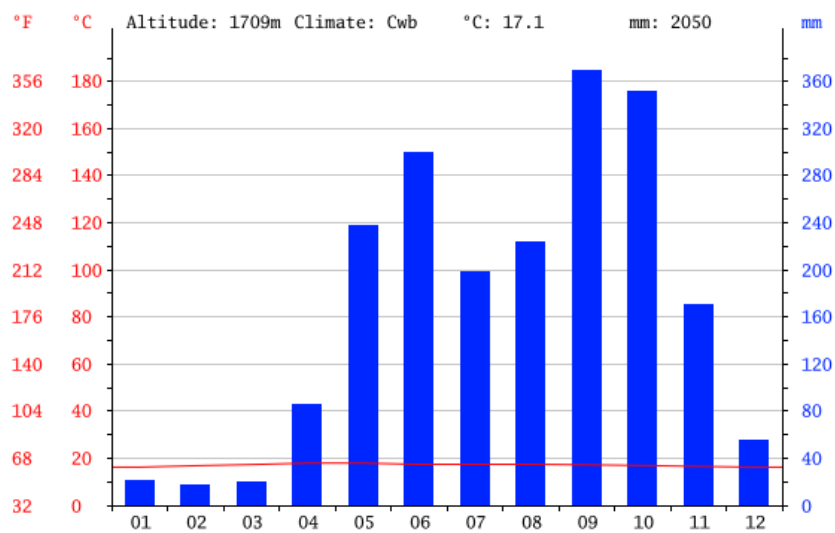


ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CANTÓN DE LEÓN COSTÉS

Fuente: Desmontes, Luis Bañón. [sirio.ua.es/proyectos/manual\\_%20carreteras/02010301.pdf](http://sirio.ua.es/proyectos/manual_%20carreteras/02010301.pdf)

Figura 38. Climograma de San Antonio de León Cortés. Al costado derecho se encuentran los valores de precipitación.

## CLIMOGRAMA



Fuente: <http://es.climate-data.org/location/705393/>

# Referencias

- Braja, M. 2001. **FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA**. México: Editorial Thomson Learning, 322p-341p
- Braja, M. 2006. **PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES**. California: Editorial Thomson Learning.
- CFIA. 2002. **CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. 2002. **CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ASTM. 2003. **ASTM A 975-97**. United States. Editorial ASTM International.
- Instituto Geológico y Minero de España (IGME). 1987. **MANUAL DE TALUDES**. 1º Ed. España: Editorial. No. 291-328p.
- MACCAFERRI. 2003. **DATOS TÉCNICOS GAVIONES-GALVANIZADOS**. Maccaferri de México.
- A.BIANCHINI INGENIRO. Gavión, **BIANCHINI INGENIERO, SOLUCIONES EN GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE**. España.
- Castelló, J. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. El estudio de los problemas de estabilidad en taludes de suelo. San José, San José, Costa Rica.
- Fonseca, R. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. El concepto de diseño Ruvolum y las pruebas a escala real en Suiza. San José, Costa Rica.
- Fracassi, G. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Muros de Gravedad y Suelo Reforzado. San José, Costa Rica
- García, E. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Medidas Correctivas y Preventivas de deslizamiento. San José, Costa Rica. No 1-87 p.
- García, E. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Pantallas Pilotadas y Muros Anclados. San José, Costa Rica.
- García, E. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Estabilización de Taludes con Movimiento de Tierras. San José, Costa Rica.
- García, E. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Drenaje superficial y profundo en la estabilización de Taludes. San José, Costa Rica.
- García, E. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Deslizamientos de Depósitos Coluviales. San José, Costa Rica. No 1-6 p.
- Reyes, I. 2014. **CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA EN ESTUDIO DE DESLIZAMIENTOS**. Colombia. No: 1- 9 p



- Iribarren, G. 2014. **SEMINARIO DE REPARACIÓN Y RESTAURACIÓN DE TALUDES**. Muros Anclados. San José, Costa Rica.
- Melentijevic, S. 2005. **ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS CON CRITERIOS DE ROTURA NO LINEALES Y LEYES DE FLUENCIA NO ASOCIADA**. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Universidad Politécnica de Madrid.
- Tapia, M. 2015. **ÁNGULOS DE INCLINACIÓN DE GAVIONES TOLERABLES**. Cartago. Comunicación Personal.
- Baltodano, R. 2013. **MECÁNICA DE SUELOS II**, Instituto Tecnológico de Costa Rica. Exposición.
- Guevara, M. y Zambrano, S. 2009. **MATERIA: CÁLCULO ESTRUCTURAL, TALLER "1 MUROS DE CONTENCIÓN"**. Universidad de Guayaquil. Serie Cálculo Estructural.
- UCLM. 2011. **MUROS DE CONTENCIÓN**. Universidad de Castilla – La Mancha. <http://www.ingenieriaRural.com>
- Cabrera T. **ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO Y COHESIÓN DE UN SUELO**. Universidad Politécnica de Madrid.
- Secretaría Técnica de Gobierno Digital de Costa Rica. 2008. **Los Santos Digital MUNICIPALIDAD DE LEÓN CORTÉS, ASPECTOS DEL CANTÓN**. <http://www.gobiernofacil.go.cr/SantosDigital/leoncortes/aspectosdelcanton.html>
- Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos. 2004. **SPIA-REGLAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL. CAPITULO 5-GEOTECNIA**. <http://sites.ieee.org/panama/quienes-somos/comites/comite-de-actividades-profesionales/pace-documentacion/>
- Bañón, L. **02010301.pdf. ESTABILIDAD DE TALUDES**. [sirio.ua.es/proyectos/manual\\_%20carreteras/02010301.pdf](http://sirio.ua.es/proyectos/manual_%20carreteras/02010301.pdf)

ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CANTÓN DE LEÓN COSTÉS