

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TALLER APLICADO I: CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TALUD DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE ASERRI CENTRO Y SALITRILLOS.

TALLER APLICADO II: DISEÑO DEL SUELO REFORZADO CON PARAMENTO VERDE EN TALUD DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA MUNICIPALIDAD DE ASERRÍ

TALLER APLICADO III: DISEÑO DE UN MURO ANCLADO DE LA ESTACIÓN 0+024 A LA ESTACIÓN 0+060 EN MONTERREY DE ASERRÍ CAMINO C-1-06-086-00

TALLER APLICADO IV: DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO HABITACIONAL DE 30 NIVELES

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.

SUSANA CÁRDENAS ALVARADO

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica.

2018

Dedicatoria

Le dedico todos mis logros a Dios que gracias a su apoyo y fortaleza he llegado a alcanzar y proponerme grandes metas. Dedico de manera muy especial a mis padres, Margareida Alvarado Quesada y Edgar Cárdenas Díaz, que su amor y apoyo son siempre mi pilar para lograr conseguir mis objetivos.

Agradecimientos

Principalmente a Dios que me da la fortaleza de seguir adelante en los momentos más complicados e importantes.

A mis padres, de los cuales son mi fuente de inspiración y apoyo de todos los días. Les agradezco en grande por su educación y lección de vida en siempre seguir luchando en todo momento para alcanzar los propósitos dispuestos. El de ser humilde en cada instante de mi existencia y siempre agradecer a Dios por los logros alcanzados, lección que trato aplicar día a día en el camino de mi vida.

"Este trabajo final de investigación aplicada fue aceptada por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica."



M.Sc. Ana Lorena Monge Sandi

Profesora Guía



Susana Cárdenas Alvarado

Sustentate

Tabla de contenidos

Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos	ii
Hoja de aprobación	iii
Tabla de contenido.....	iv
Resumen.....	vi
Listas de Tablas	vii
Listas de Figuras	viii
1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Problematización.....	1
1.3 Objetivos de la investigación.....	2
1.3.1 Objetivo general.....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Importancia	2
1.5 Alcances y limitaciones	3
1.5.1 Alcances	3
1.5.2 Limitaciones.....	3
1.6 Metodología	4
2. ANÁLISIS INVESTIGATIVO	5
2.1. Estabilidad de Taludes.....	5
2.1.1. Causas de desestabilización:.....	5
2.2. Tipos de fallas de los taludes.....	7
2.2.1. Desprendimientos o caídas (<i>falls</i>):.....	7
2.2.2. Deslizamientos (<i>slides</i>):.....	8
2.2.2.1. Deslizamientos rotacionales (<i>rotational slides, slumps</i>):.....	9
2.2.2.2. Deslizamientos traslacionales (<i>translational slides</i>):.....	10
2.3. Clasificación de suelos.....	11
2.3.1. Clasificación según origen del suelo.....	12
2.3.2. Clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. 14	
2.4. Determinación de muestras	19
2.4.1. Descripción del ensayo SPT	20
3. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	23
3.1. Métodos de análisis	23

3.1.1.	Método del talud infinito	24
3.1.2.	Bloques o cuñas	26
3.1.3.	Método de la Cuña Simple	27
3.1.4.	Método de la Cuña Doble.....	28
3.1.5.	Método de la espiral logarítmica.....	28
3.1.6.	Métodos de círculos de falla.....	30
3.1.7.	Método del Arco Circular	30
3.1.8.	Método Ordinario o de Fellenius	32
3.1.9.	Método de Bishop	33
3.1.10.	Método de Janbú.....	34
3.1.11.	Método Sueco Modificado (C.C. Cuerpo de Ingenieros)	35
3.1.12.	Método de Lowe y Karafiath	35
3.1.13.	Método de Spencer	35
3.1.14.	Método de Morgenstern y Price	36
3.1.15.	Método de Sarma	37
3.2.	Análisis Retrospectivo	37
3.2.1.	Limitaciones del análisis retrospectivo	39
4.	CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO.....	40
4.1.	Localización.....	40
4.2.	Geología	40
4.3.	Geomorfología	42
5.	PERFORACIONES EN LOS TALUDES Y TOPOGRAFÍA.....	45
5.1.	Perfil de perforaciones	45
5.1.1.	Descripción de las perforaciones	46
5.1.2.	Topografía del sitio.....	52
6.	ANÁLISIS DE LOS TALUDES.....	56
6.1.	Condiciones de análisis.....	56
6.2.	Proceso de análisis.....	57
7.	RESULTADOS	71
8.	CONCLUSIONES	73
9.	RECOMENDACIONES	74
10.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75

Resumen

El objetivo primordial de este estudio es caracterizar los taludes de la Planta de Tratamiento de agua potable ubicada en Aserri Centro mediante el método del retro cálculo. Esta Planta abastece las comunidades de Aserri Centro y Salitrillos. Estos taludes sufrieron un deslizamiento provocado por la cantidad de lluvia caída en lapsos cortos experimentado en el pasado invierno del 2015. Además se pretende determinar el mecanismo de falla suscitado en dichos taludes, mismos que pusieron y aún ponen en peligro el funcionamiento y la seguridad adecuada de la Planta de tratamiento de agua potable.

Como parte de la investigación se busca contar con el perfil topográfico inicial de los taludes antes de ser afectados con el deslizamiento. Con este se podrá suponer las condiciones originales para luego determinar la estabilidad de los taludes y analizar las posibles fallas que pudieron haber ocasionado la inestabilidad y el deslizamiento del material. Produciendo afectación en la Planta de Tratamiento.

Se desarrolla los tipos de falla de los taludes y la falla principal que sufrió el talud, así como los métodos para el análisis de la estabilidad de los taludes. Se realizará ensayos tipo SPT (Standard Penetration Test) para obtener cuatro muestras del material existente en el campo, analizarlo en el laboratorio y determinar la caracterización del mismo. Esto con el fin de conocer el material que se analizará, se obtendrán los parámetros geomecánicos como lo son la resistencia no drenada (cohesión) y la fricción.

Para el estudio de la falla suscitada en el talud de la Planta de Tratamiento, se utiliza el programa *Slide* para el cálculo, análisis de estabilidad del talud y determinación de los valores más aproximados de las características geomecánicas de los materiales presentes en el sitio, así como recomendaciones para la estabilidad del talud.

Lista de Tablas

Tabla 1. Clasificación de suelos.....	13
Tabla 2. Clasificación de suelos.	14
Tabla 3. Carta de plasticidad. Según Casa Grande.....	17
Tabla 4. Clasificación SUCS.....	19
Tabla 5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	23
Tabla 6. Características de los materiales.....	57
Tabla 7. Características de los materiales reales.....	69
Tabla 8. Características de los materiales reales- finales.....	71
Tabla 9. Características de los materiales reales- finales.....	73

Lista de Figuras

Figura 1. Sobre excavación en la base.....	5
Figura 2. Excavación de taludes escarpados.....	6
Figura 3. Condiciones hidrogeológicas.....	6
Figura 4. Plano de debilidad.....	7
Figura 5. Mecanismos de desprendimiento y colapso.....	8
Figura 6. Tipos de deslizamiento.....	9
Figura 7. Deslizamiento Rotacional.....	10
Figura 8. Deslizamiento Traslacional.....	11
Figura 9. Ensayo SPT.....	22
Figura 10. Inclinación de la cuña.....	27
Figura 11. Sección de falla doble cuña.....	28
Figura 12. Falla espiral logarítmica.....	29
Figura 13. Localización de los puntos de falla.....	31
Figura 14. Paralelismo de las fuerzas.....	36
Figura 15. Fuerzas que actúan sobre las dovelas.....	36
Figura 16. Hoja cartográfica Abra. Ubicación.....	40
Figura 17. Geología específica de Aserri Centro.....	42
Figura 18. Perforaciones de sitio.....	45
Figura 19. Perforación P1.....	48
Figura 20. Perforación P2.....	49
Figura 21. Perforación P3.....	50
Figura 22. Perforación P4.....	52
Figura 23. Topografía del Plantel.....	53
Figura 24. Proyección de la topografía original del Plantel.....	54
Figura 25. Superposición del perfil crítico del talud, original y actual.....	55
Figura 26. Talud proyectado original.....	56
Figura 27. Talud actual.....	56
Figura 28. Falla real ocurrida en el talud.....	57
Figura 29. Análisis de la falla real ocurrida en el talud.....	58
Figura 30. Análisis de sensibilidad de los materiales con el agua al 80%.....	59
Figura 31. Modelo original sin agua.....	60
Figura 32. Sensibilidad del modelo original.....	60

Figura 33. Modelo original con NF al 10%.....	61
Figura 34. Modelo original con NF al 30%.....	62
Figura 35. Modelo original con NF al 40%.....	62
Figura 36. Modelo original con NF al 50%.....	63
Figura 37. Sensibilidad del modelo original cuando hay falla.....	64
Figura 38. Modelo de falla.....	65
Figura 39. Modelo de sensibilidad.....	65
Figura 40. Modelo de falla.....	66
Figura 41. Modelo de falla.....	66
Figura 42. Modelo de falla.....	67
Figura 43. Modelo de falla.....	67
Figura 44. Modelo final con el nivel freático determinado al 80%.....	68
Figura 45. Falla del modelo con nivel freático al 80%.....	68
Figura 46. Modelo de sensibilidad final.....	69
Figura 47. Análisis de talud actual con NF al 50%.....	70
Figura 48. Análisis de talud actual con NF al 55%.....	70

Lista de Ecuaciones

Ecuación 1.	24
Ecuación 2.	24
Ecuación 3.	25
Ecuación 4.	26
Ecuación 5.	28
Ecuación 6.	29
Ecuación 7.	29
Ecuación 8.	29
Ecuación 9.	31
Ecuación 10.	32
Ecuación 11.	33
Ecuación 12.	34

1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Para el abastecimiento del recurso hídrico en el cantón de Aserri específicamente a los distritos: Aserri Centro y Salitrillos, se ha construido la Planta de Tratamiento de agua potable a 1.1 kilómetros del centro de Aserri, misma que posee más de 50 años de operar. Debido al creciente número de población en los distritos de alcance, se ha tenido que modernizar y agrandar la Planta Potabilizadora concluyéndose estos trabajos a finales del año 2015. Dicho trabajos generan un alcance mayor de abastecimiento del recurso hídrico y un mejor proceso de captación y potabilización del agua.

A partir del cambio climático experimentado en Aserri en los últimos años, se ha presentado grandes épocas de sequía y escasez de agua. Consecuencia de estos mismos cambios se ha venido sufriendo fuertes aguaceros suscitados en lapsos cortos y por pocos días, lo que ocasiona la saturación de los terrenos, taludes y laderas a lo largo de todo Aserri y produciéndose desastres en las comunidades como incomunicación de poblaciones debido a deslizamientos de laderas y cierre de vías, cabezas de agua que ocasionan destrucción de pueblos, inundación de centro comunales, escuelas y colegios rurales, entre otros.

Atender las emergencias producidas por estos eventos naturales ha sido responsabilidad de la Municipalidad del cantón en conjunto con la Comisión Nacional de Atención de Emergencias y Prevención de Desastres (CNE). Estas dos entidades realizan la atención de emergencias, habilitación de pasos de agua, limpieza de taludes y caminos, movimientos en los cauces de los ríos, entre otras acciones para el fortalecimiento de las comunidades después de estos eventos desafortunados, que debilita en gran escala la agricultura al menos en las zonas rurales.

Para la comunidad y las instalaciones de la Planta de Tratamiento la afectación no fue mayor sin embargo en los taludes si hubo consecuencias de las lluvias presentadas, estos sufrieron un colapso total.

1.2 Problematización

Producto de estas circunstancias climáticas dadas en el cantón de Aserri en los últimos años, en los taludes aledaños a la Planta de Tratamiento de agua potable en Aserri Centro perteneciente a la Municipalidad, y sobre todo por la cantidad de agua caída

el pasado invierno del 2015, estos se saturaron provocando el colapso de los mismos y poniendo

en riesgo las nuevas instalaciones en proceso de construcción, los tanques de almacenamiento de agua potable, el abastecimiento del recurso hídrico en los distritos de alcance y la seguridad y bienestar de la población aledaña.

Debido a los hechos ocurridos la Municipalidad de Aserri con ayuda de la CNE, ingresó a la Planta de Tratamiento una pala retroexcavadora y realizó trabajos de estabilización de los taludes.

Por lo tanto con este trabajo de investigación se pretende determinar la causa de fallo de los taludes de la Planta de Tratamiento a través de una proyección topográfica, caracterización de material por medio de ensayos SPT y generación de retro-análisis para determinar el modelo geomecánico del sitio.

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general.

- Realizar un retro-análisis para determinar el modelo geomecánico del sitio y el mecanismo de falla que tuvo los taludes que pusieron y ponen en peligro la Planta de Tratamiento de agua potable que abastece las comunidades de Aserri Centro y Salitrillos.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Determinar el perfil del suelo y la caracterización física y mecánica del mismo.
- Identificar las características, comportamiento y posibles fallas del material existente en sitio.
- Determinar la topografía de los taludes antes de producirse la falla.

1.4 Importancia

La importancia del proyecto yace en la necesidad de atención de la Planta Potabilizadora debido a que el proveer el recurso es una obligación de la Municipalidad y un derecho de la comunidad a recibir. Por lo tanto el estudio de los posibles motivos de

falla y el estudio de la estabilidad del talud es un primer paso para la atención integral y solución del problema.

Además, teniendo en cuenta que el próximo invierno está por iniciar en un corto periodo, es de suma importancia contar con el estudio geomecánico y los análisis para poder dar atención pronta a los taludes, ya que una posible falla nuevamente se podría suscitar en el próximo invierno de no atender la necesidad.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances

El estudio busca enfocarse en un análisis real de un proyecto, el cual tiene una afectación directa a la comunidad de Aserri Centro y Salitrillos. Debido al colapso de los taludes sufrido en el pasado invierno del 2015.

Busca establecer la topografía original del sitio afectado, a partir de la topografía que se tiene como actual cuando los taludes ya ha sido intervenidos con una pala retroexcavadora a partir de la emergencia. Pretende descifrar los motivos por los cuales el talud ha fallado provocando el deslizamiento del mismo y poniendo en riesgo el suministro del abastecimiento del agua potable en los dos distritos del cantón de Aserri donde el acueducto tiene alcance.

1.5.2 Limitaciones

Se contará únicamente con 4 perforaciones realizados mediante el ensayo SPT (*Standard Penetration Test*) en los taludes afectados.

La topografía con la que se cuenta es la actual (entiéndase con el terreno trabajado y parcialmente estabilizado) no se posee levantamiento topográfico del terreno en condiciones naturales antes del evento, por lo tanto se utilizará esta información para generar una proyección de los perfiles originales.

El tiempo climático refiere una limitación grande, esto porque de llegar el invierno o de tener lluvias cortas en tiempos no esperados podría provocar afectación mayor en la estabilidad de los taludes y posible falla nuevamente. Poniendo en riesgo la comunidad.

1.6 Metodología

El trabajo de investigación se va a llevar a cabo utilizando los insumos obtenidos de una contratación llevada a proceso por medio de la Municipalidad para el sondeo y muestreo de los materiales en los taludes afectados en la Planta de Tratamiento. Se utilizará esta información para alimentar la investigación y determinar datos como la cohesión y la fricción de los materiales encontrados, para de esta manera poder establecer un análisis de estabilidad, generar un retro-análisis y poder considerar los posibles fallos del talud. Esto porque no todos los taludes de la Planta de Tratamiento fueron trabajados, algunos con el evento de lluvia en el pasado invierno del 2015 no tuvieron falla. De ahí la importancia de realizar el estudio adecuado.

Se contará con la topografía del terreno ya trabajado. Con estos datos se supondrá con bastante precisión la topografía original de terreno y lograr una causa de fallo más exacta. A través del programa AutoCAD se trabajarán los puntos topográficos y la generación del perfil inicial. Cabe destacar que se cuenta con imágenes de cómo era el talud antes de ser afectado, como quedó el talud luego de la emergencia y el talud en la actualidad, trabajado con pala retroexcavadora.

Se dispondrá de recurso bibliográfico para alimentar la investigación otorgando explicación, parámetros e información adicional para lograr llevar a cabo con éxito los objetivos generales y específicos del proyecto en estudio.

2. CAPITULO II. ANÁLISIS INVESTIGATIVO

2.1. Estabilidad de Taludes.

La estabilidad es la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. La estabilidad depende entre otras cosas de la inclinación de un corte o un terraplén, por lo general la inclinación apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Los taludes son estructuras muy complejas a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de formas diversas los cuales dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas y la influencia del hombre que ejerce en la actualidad; sin embargo los problemas presentes en las laderas naturales difieren de los que se presentan en los taludes construidos por el ingeniero, especialmente distintos a los problemas de los cortes de laderas y de los terraplenes.

2.1.1. Causas de desestabilización:

- Sobre excavación en la base. En la figura 1 se muestra un ejemplo de tipo de sobre excavación en la base que puede causar desestabilización en el talud al no generar pendientes donde el mismo pueda descansar.



Figura 1. Sobre excavación en la base.

- Excavación de taludes escarpados. Debido al buzamiento y a la orientación de los materiales en casos desfavorables para el talud estudiado, es posible que producto de una excavación se genere una desestabilización del talud como se muestra en la figura 2.

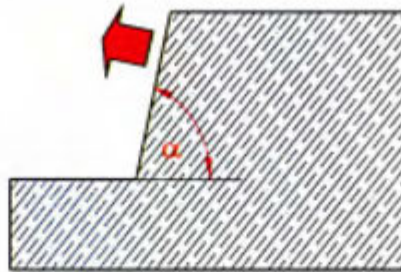


Figura 2. Excavación de taludes escarpados

- Condiciones hidrogeológicas.

Provocado principalmente por lluvias y presencia de aguas subterráneas. Las cuales producen aumento del peso del terreno, procesos de meteorización, relleno de fisuras y grietas, cambios en la composición mineralógica, entre otros. En la figura 3 se muestra ejemplificado.

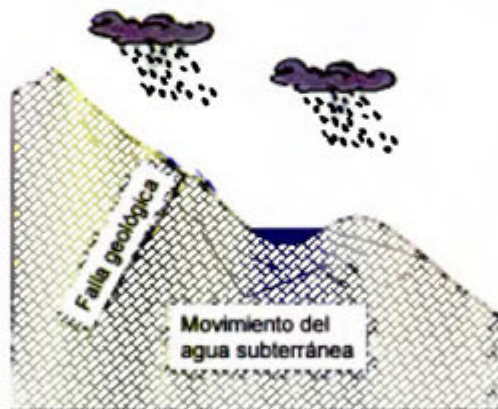


Figura 3. Condiciones hidrogeológicas

- Prácticas inadecuadas de voladura.

Al trabajar con voladuras se requiere un riguroso cuidado para determinar el área a intervenir y la cantidad de dinamita requerida para el fin, si se utiliza más de lo necesario puede producir desestabilidad en los taludes y provocar desastres, en ocasiones se produce afectación sin ser evidente y es posible que de inmediato no se logre determinar la falla, hasta suceder un desastre.

- Presencia de planos de debilidad como fracturas, planos de estratificación, zonas de cizalla, entre otros. Como se ejemplifica en la figura 4, en los taludes pueden

presentarse fallas de debilidad donde el talud es más vulnerable y propenso a sufrir deslizamientos es por esto que es una causa de desestabilidad.

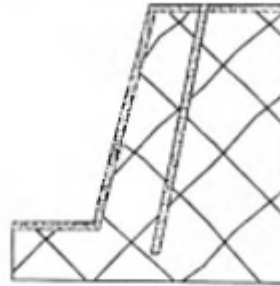


Figura 4. Plano de debilidad

2.2. Tipos de fallas de los taludes.

A continuación se presenta los tipos de fallas más comunes para taludes de suelo:

2.2.1. Desprendimientos o caídas (*falls*):

El desprendimiento se origina por el despegue de una masa de suelo o roca de una pared empinada o acantilado. El movimiento tiene lugar mediante caída libre y posterior rebote o rodadura. Es frecuente que al impactar contra la superficie del terreno, la masa caída se rompa en multitud de fragmentos. El movimiento es muy rápido.

La rotura suele producirse por deslizamiento o vuelco de pequeña envergadura, proporcionando a la masa despegada una velocidad inicial. La propagación de los desprendimientos en laderas con pendientes superiores a los 76° se produce preferentemente por caída libre, por debajo de este ángulo los impactos contra el terreno son frecuentes mientras que en laderas de menos de 45° la propagación se realiza por rodadura y, eventualmente, por deslizamiento.

Las caídas con una trayectoria básicamente vertical de abrigos desarrollados en acantilados por la socavación efectuada por un río, el oleaje o la meteorización y disgregación de las rocas a su pie son consideradas colapsos (García Yagüe y García Álvarez, 1988).

El material caído, una vez desparramado por la ladera, no suele experimentar nuevos movimientos. Cuando las caídas son frecuentes, los bloques se acumulan al pie de los

escarpes rocosos formando canchales que ocasionalmente experimentan roturas y originan corrientes de derrubios (Van Steijn et al. 1988). El área fuente de desprendimientos es de difícil acceso. Por este motivo, aunque es posible la sujeción de los bloques en origen, el tratamiento suele consistir en la interposición de obstáculos en el recorrido (pantallas dinámicas, zanjas). En ocasiones, los desprendimientos rocosos son fenómenos precursores de roturas de ladera de grandes proporciones. En la figura 5 se muestra un ejemplo de cómo pueden ocurrir los desprendimientos.

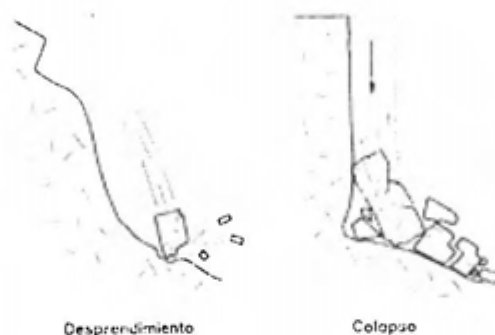


Figura 5. Mecanismos de desprendimiento y colapso

2.2.2. Deslizamientos (*slides*):

Es un desplazamiento ladera abajo de una masa de suelo o roca, que tiene lugar predominantemente sobre una o más superficies de rotura, o zonas relativamente delgadas con intensa deformación de cizalla. Elementos característicos de este tipo de movimiento son la presencia de superficies de rotura definidas y la preservación a grandes rasgos de la forma de la masa desplazada.

La distinción entre deslizamientos rotacionales y traslacionales es importante en lo que se refiere a los análisis de estabilidad y el diseño de medidas de control y estabilización. Este tipo de movimientos es el que dispone de métodos de análisis y modelización más desarrollados. Estos tipos de deslizamiento se presentan en la figura 6.

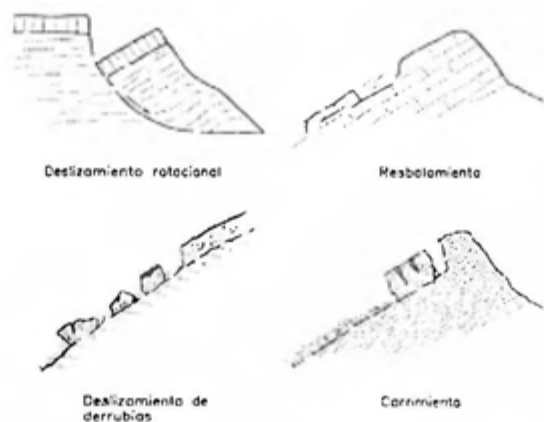


Figura 6. Tipos de deslizamiento

Según lo anterior, a continuación se explica los deslizamientos más comunes de encontrar para taludes de suelo, los cuales son: deslizamientos rotacionales y translacionales, ejemplificados en las figuras 7 y 8 respectivamente.

2.2.2.1. Deslizamientos rotacionales (rotational slides, slumps):

La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectúa una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones. Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados. En materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras o colada de tierras. Los deslizamientos rotacionales, una vez producidos, son susceptibles de reactivación. El movimiento tiende a estabilizarse por disminución del momento de giro y aumento del momento estabilizador, no obstante, cualquier cambio en las condiciones piezométricas o la remoción del pie pueden dar lugar a una nueva inestabilidad. Un diagnóstico equivocado de la geometría puede llevar a la adopción de medidas de estabilizaciones ineficaces e incluso contraproducentes.

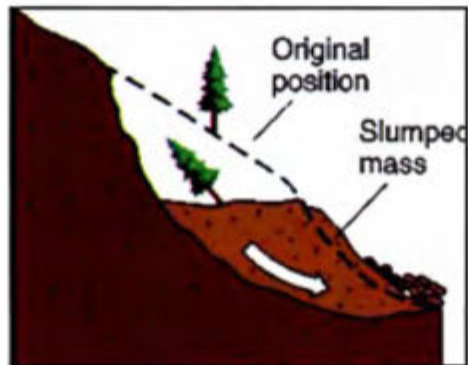


Figura 7. Deslizamiento Rotacional

2.2.2.2. Deslizamientos traslacionales (translational slides):

Tiene lugar a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada. La masa deslizada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad. Entonces, la masa disgregada deviene un flujo. Deslizamientos traslacionales de bloques de suelo o roca sin apenas trocearse, sobre superficies únicas en macizos rocosos se han denominado resbalamientos o deslizamientos planos. Cuando la superficie de rotura está formada por dos planos que obligan a la masa rocosa contenida a desplazarse según la línea de intersección, se forma un deslizamiento en cuña. Las roturas de cuñas no suelen alcanzar grandes dimensiones debido a que la intersección de planos de gran penetración en el macizo rocoso es infrecuente. Deslizamientos en los que la masa desplazada se trocea en su movimiento descendente y resulta una acumulación caótica de bloques al pie de la ladera, se denominan corrimientos. Cuando la rotura por cizalla tiene lugar en suelos no cohesivos constituidos por partículas gruesas, se denominan deslizamientos de derrubios. Mientras que la rotación tiende a restablecer el equilibrio en la masa desplazada, el deslizamiento traslacional puede mantenerse indefinidamente si la superficie de rotura es lo suficientemente inclinada y continua.

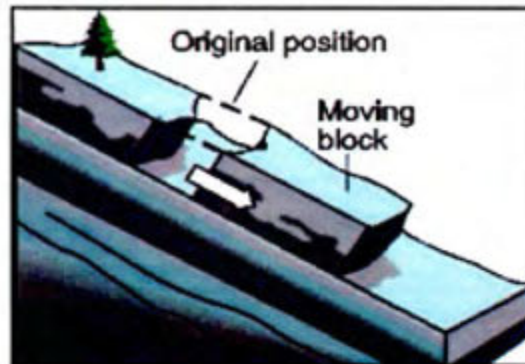


Figura 8. Deslizamiento Traslacional

2.3. Clasificación de suelos

La caracterización de materiales se refiere a la identificación de un material a partir de sus propiedades físicas, químicas, estructurales, etc. Lo anterior para conocer y predecir las propiedades de un material y así valorar su utilidad en diversas aplicaciones. Se utilizan diferentes técnicas de caracterización como por ejemplo composición, estructura, topología, morfología, etc.

Un requerimiento básico para lograr ese objetivo, es la disponibilidad de información confiable sobre la morfología de los suelos y otras características obtenidas a través del estudio y la descripción del suelo en el campo. Es importante que la descripción del suelo sea elaborada de manera precisa. Esto sirve para la clasificación del suelo y la evaluación del sitio, así como para realizar interpretaciones sobre la génesis y funciones del suelo.

Existen muchos sistemas o formas de clasificar el suelo y ninguna de ellas es suficiente para entender su comportamiento total. Los diferentes especialistas en el suelo recurren a clasificaciones simples y que atienden sus necesidades particulares. Sin embargo ninguna toma en cuenta todas las características relevantes simultáneamente: génesis, grado de meteorización, mineralogía, granulometría, comportamiento en presencia del agua, etc.

Las características físicas generales de los suelo constituyen una base para clasificar los suelos para los propósitos de la ingeniería geotécnica. Se puede determinar la textura o tamaño de las partículas: grano grueso (gravas y arenas) y grano fino (limos y arcillas). El comportamiento en presencia de humedad: no cohesivos y cohesivos. Así también se entiende que los términos generales como grava, arena, limo y arcilla incluyen características físicas y mecánicas muy variadas, lo cual hace necesaria una subdivisión

más precisa y significativa. Por último la determinación de granulometría y consistencia que establecen diferencias más claras en el comportamiento geotécnico de los suelos.

2.3.1. Clasificación según origen del suelo.

La clasificación según su origen es importante, debido a la cual se puede derivar la posible duración de ocurrencia de los procesos de formación del suelo. Muchos suelos se forman de materiales pre-intemperizados o transportados, o han sido derivados de un ensamblaje de materiales autóctonos fluviales y eólicos, que en veces es difícil obtener información precisa. Esto ayudará a interpretar los datos de suelo y su interacción entre diferentes procesos formadores del suelo. En la sección 4.2 Geología se menciona la clasificación para Aserri que es la zona de estudio específica.

A continuación se presenta en la Tabla 1 y Tabla 2 un resumen de las clasificaciones de los suelos a partir de su origen según sea procedente de la roca ígnea, sedimentaria o metamórfica, además indica una breve enumeración de materiales procedentes de dicha clasificación al sufrir eventos que cambien su formación inicial.

Tabla 1. Clasificación de suelos.

Clase mayor	Grupo	Tipo	
I Rocas ígneas	IA Ignea ácida	IA1 Diorita	
		IA2 grano-diorita	
		IA3 cuarzo-diorita	
		IA4 Riolita	
	II Ignea intermedia	IB1 andesita, traquita, fonolita	
		IB2 diorita-sienita	
	IB Ignea básica	IB1 Gabro	
		IB2 Basalto	
		IB3 Dolerita	
	IU Ignea ultrabásica	IU1 Pteridolita	
		IU2 piroxenita	
		IU3 limonita, magnetita, roca férrea, serpentina	
	IP Proclástico	IP1 Toba	
		IP2 escoria/brecha volcánica	
IP3 ceniza volcánica			
IP4 Ignimbrita			
II Roca metamórfica	MA metamórfica ácida	MA1 Cuarzita	
		MA2 gneis, migmatita	
		MA3 Pizarra, filita (rocas pelíticas)	
		MA4 Pizarra	
	MB metamórficas básicas	MB1 Pizarra, filita (rocas pelíticas)	
		MB2 Pizarra (verde)	
		MB3 gneis rico en minerales Fe-Mg	
		MB4 piedra caliza metamórfica (mármol)	
		MB5 amfibolita	
		MB6 eclogita	
		MU1 serpentinita, esquistos verde	
		SC1 conglomerado, brecha	
	S Roca sedimentaria (consolidada)	SC sedimentos clásticos	SC2 arenisca, greywacka, arkosa
			SC3 limolita, lutita
SC4 esquisto			
SC5 roca ferrosa			
SO1 piedra caliza, otras rocas carbonáticas			
SO carbónico, orgánico		SO2 marga y otras mezclas	
		SO3 carbón, betún y rocas relacionadas	
SE evaporitas		SE1 anhidrita, yeso	
		SE2 halita	
U Rocas sedimentarias (no consolidadas)		UR residuo intemperizado	UR1 bauxita, laterita
	UF fluvial		
	UF1 arena y grava	UF2 limo, arcilla, franco	
		UL lacustrino	UL1 arena
	UL2 limo y arcilla		
	UM1 marino, estuarina	UM1 arena	
		UM2 arcilla y limo	
	UC coluvial	UC1 depósitos de pendiente	
		UC2 lahar	
	UE eólico	UE1 loes	
		UE2 arena	
	UG glacial	UG1 morrena	
		UG2 arena fluvio-glacial	
	UK * Criogénico	UG3 grava fluvio-glacial	
UK1 roca periglacial derrumbe			
UK2 capa periglacial de solifluxión			

Tabla 2. Clasificación de suelos.

Clase mayor	Grupo	Tipo
	UO orgánico	UO1 turba negra alimentado por agua de lluvia
		UO2 turbera pantanosa alimentado por agua subterránea
	UA antropogénico/ tecnogénico	UA1 material natural redepositado
		UA2 depósitos industriales/artesanales
	UU * depósitos no especificados	UU1 arcilla
		UU2 limo y franco
		UU3 arena
		UU4 arena gravosa
		UU5 grava, rocas destruidas

* Extendido.

Fuente: SOTER actualizado; ISRIC, 2005.

2.3.2. Clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Existe una distribución de tres grupos de suelos explicados a continuación:

- Suelos de grano grueso (G y S): Formados por gravas y arenas con menos de 50% de contenido en finos pasando la malla 200.
- Suelos de grano fino (M y C): Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.
- Suelos orgánicos (O): Constituidos por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación, es por esto que no son tomados en cuenta para análisis.

Los sistemas de clasificación varían según el uso o propósito, las propiedades requeridas del suelo y los criterios para determinar las clases, permiten unir y comparar los suelos alrededor del mundo, en función de su comportamiento, con una terminología o nomenclatura simple. Los sistemas más usados son SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y el de la AASHTO (Oficina de Caminos Públicos). Estos establecen que las propiedades mecánicas e hidráulicas de un suelo se relacionan con el tamaño de partículas de éste.

Se determinan dos grupos de clasificación: los suelos de grano grueso y los suelos de grano fino. Se usa un símbolo compuesto por 2 letras: Primera letra (prefijo) según tipo de suelo. Segunda letra (sufijo) según características importantes.

Se utilizan los prefijos según nombre general:

- G= Grava (gravel)
- S= Arena (sand)

Se utilizan los sufijos según gradación y características de finos:

- W= bien gradados (well graded)
- P= mal gradados (poorly graded)
- M= limosos (mjala = arena muy fina en idioma sueco)
- C= arcillosos (clayey)

Las gravas y las arenas se subdividen en varios grupos:

- Grupos GW y SW. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). Para cumplir con los requisitos de estos grupos se garantiza en la práctica especificando que el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso.

La graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (C_u) y curvatura (C_c). Para considerar una grava bien graduada se exige que su C_u sea mayor que 4; mientras que el C_c debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el C_u será mayor que 6, en tanto el C_c debe estar entre los mismos límites anteriores.

- Grupos GP y SP. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded).

Son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; deben satisfacer los requisitos señalados, en lo referente al contenido de partículas finas (máximo 5%), pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados.

Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las

mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

- Grupos GM y SM. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala).

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo - deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre nula y media; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla No 40 abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

- Grupos GC y SC. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay).

Como en el grupo anterior, el contenido de finos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pasa la malla No 40 sobre la línea A, teniéndose además, la condición que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el sistema unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

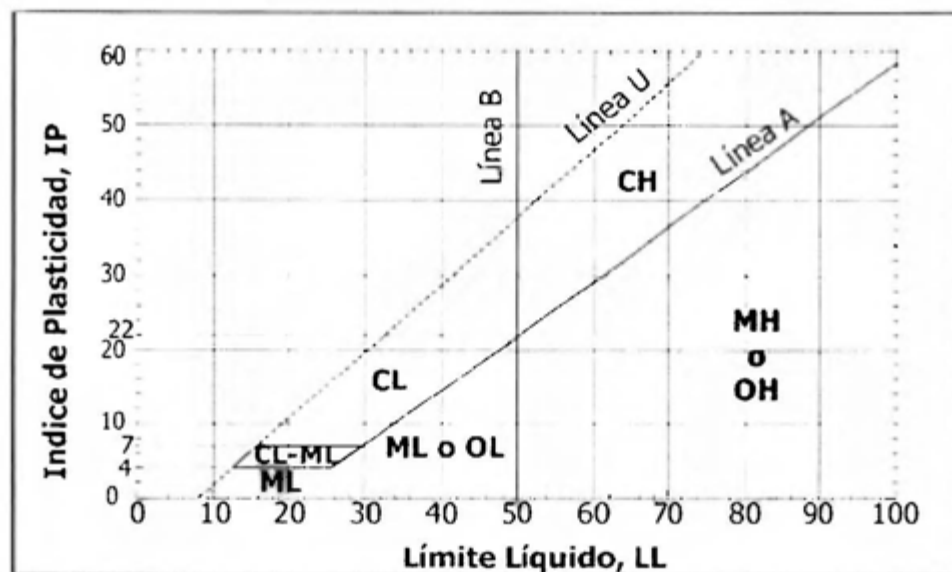
Los limos y las arcillas se subdividen, según su límite líquido en dos grupos.

Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility). Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea los de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility).

- Grupos CL y CH. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A de la carta de plasticidad (mostrada en la tabla 3), definida por Límite Líquido < 50% e Índice de Plasticidad > 7%.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por LL > 50%.

Tabla 3. Carta de plasticidad. Según Casa Grande



- Grupos ML y MH. El grupo ML comprende la zona abajo de la línea A, definida por LL < 50% y la porción sobre la línea A con IP < 4. El grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A, definida por LL > 50%.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos, los tipos comunes de limos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con LL < 30%, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo loess, con 25% < LL < 35% usualmente, caen también en este grupo.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con 4% < IP < 7% se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL-ML.

- Grupos OL y OH. Las zonas correspondientes a estos dos grupos son los mismos que la de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla crezca sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha de plasticidad, pasando una posición más alejada de la línea A.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat: turba).

- Grupos Pt. Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos puede estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

En la siguiente tabla 4 se presenta una breve explicación de los términos para la clasificación para los suelos según SUCS y el nombre que recibe según el símbolo del grupo.

Tabla 4. Clasificación SUCS.

	Divisiones mayores		Símbolo del grupo	Nombre del grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz nº200 (0.075 mm)	Grava	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW	grava bien gradada-grava fina a gruesa
	> 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	GP	grava pobremente gradada
			GM	grava limosa
			GC	grava arcillosa
	Arena	Arena limpia	SW	Arena bien gradada-arena fina a gruesa
	> 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz nº4	Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	SP	Arena pobremente gradada
		SM	Arena arcillosa	
		SC	Arena arcillosa	
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No 200	limo y arcilla	inorgánico	ML	limo
	limo líquido < 50		CL	arcilla
		orgánico	OL	Limo orgánico-arcilla orgánica
	limo y arcilla	inorgánico	MH	limo de alta plasticidad- limo elástico
	limo líquido < 50		CH	Arcilla de alta plasticidad
		orgánico	OH	Arcilla orgánica- limo orgánico
Suelos altamente orgánicos			Pt	turba

2.4. Determinación de muestras

El proyecto cuenta con cuatros ensayos en campo utilizando el método Ensayo de Penetración Estándar o SPT "*Standard Penetration Test*" en sus siglas en inglés, a partir de los cuales se obtiene la caracterización de la zona y los números de golpes de cada estrato obtenido, insumo para realizar las correlaciones y obtener la cohesión y la fricción característica del talud.

El ensayo mencionado consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad un muestreador de tubo partido (cilíndrico y hueco) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros), con el fin de obtener una muestra representativa del suelo, naturalmente alterada, y determinar una medida de la resistencia de dicho suelo. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 kg (140 libras) que cae desde una altura de 76,2 cm. Norma ASTM D-1586.

2.4.1. Descripción del ensayo SPT

La perforación se deberá avanzar por incrementos, de manera que permita una toma de muestras intermitente o continua. Generalmente, en intervalos de 1.5 m, con unmuestreo a cada cambio de estrato.

Se puede aceptar procedimientos de perforación como: método de perforación de orificio abierto, método de empleo de broca de espiral continúa con vástago vacío, método de perforación con lavado, método de empleo de broca de espiral continua con vástago sólido. El entubado no debe llegar por debajo de la profundidad del muestreo, antes de realizarse el muestreo. No se permite adelantar la perforación para futura introducción del muestreador sólo por medio de muestreos previos con el muestreador SPT.

Después que haya avanzado la perforación hasta la profundidad deseada y que se haya limpiado en tal forma que se garantice que el material por ensayar no se encuentra alterado, se conecta el tubo partido a la tubería de perforación y se baja dentro del hueco, dejándolo caer suavemente, sin permitir que se introduzca dentro del suelo que va a ser muestreado. Se coloca el martillo en posición y se instala el cabezote en la parte superior de la tubería de perforación. Se deja en reposo el peso muerto del muestreador, tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco y se aplica un golpe de asentamiento. Si se hallan recortes excesivos en el fondo del hueco, se extrae el muestreador y la tubería para eliminar los recortes. Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m de manera que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.15m. Se hinca el muestreador, se cuenta el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.15 m, hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones:

1. Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m.
2. Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0.30 m.
3. Que no se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.
4. Que el muestreador avance 0.45 m completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes.

Se registra el número de golpes requeridos para efectuar cada 0.15 m de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo

y tercer avance de 0.15 m de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o "valor N". Si el muestreador se introduce menos de 0.45 m, el número de golpes para completar cada incremento de 0.15 m y para cada incremento parcial deberá anotarse en el registro de la perforación. Para incrementos parciales, la penetración se deberá informar con aproximación a 25 mm, en adición al número de golpes. Si avanza el muestreador por debajo del fondo del hueco bajo el peso estático de la tubería de perforación o bajo el peso de ésta más el peso estático del martillo, deberá anotarse esta información en el registro de la perforación.

La elevación y caída del martillo se deberá efectuar empleando cualquiera de los siguientes métodos:

1. Empleando para la caída del martillo un sistema semiautomático o automático que levante los 63.5 kilogramos del martillo y los deje caer sin ningún obstáculo en $0.76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$ ($30 \pm 1.0''$).

2. Empleando un malacate o cilindro de rotación para halar un cable atado al martillo.

Se saca el muestreador a la superficie y se abre. Se registra el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recobrada. Se describe la muestra de suelo recobrada, en cuanto a su composición, color, estratificación y condición; se coloca luego una o más partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para el ensayo de humedad, sin que se compacte o distorsione cualquier estratificación aparente. Se sella cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Se colocan etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad, la cuenta de golpes para cada incremento de 15 mm y la descripción del material. Se protegen las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si hubiere un cambio de suelo dentro del muestreador, se debe emplear un frasco para cada estrato y se anota su localización dentro del muestreador.

En la figura 9 se muestran los elementos que conforman el ensayo y equipos necesarios para llevar a cabo las perforaciones.

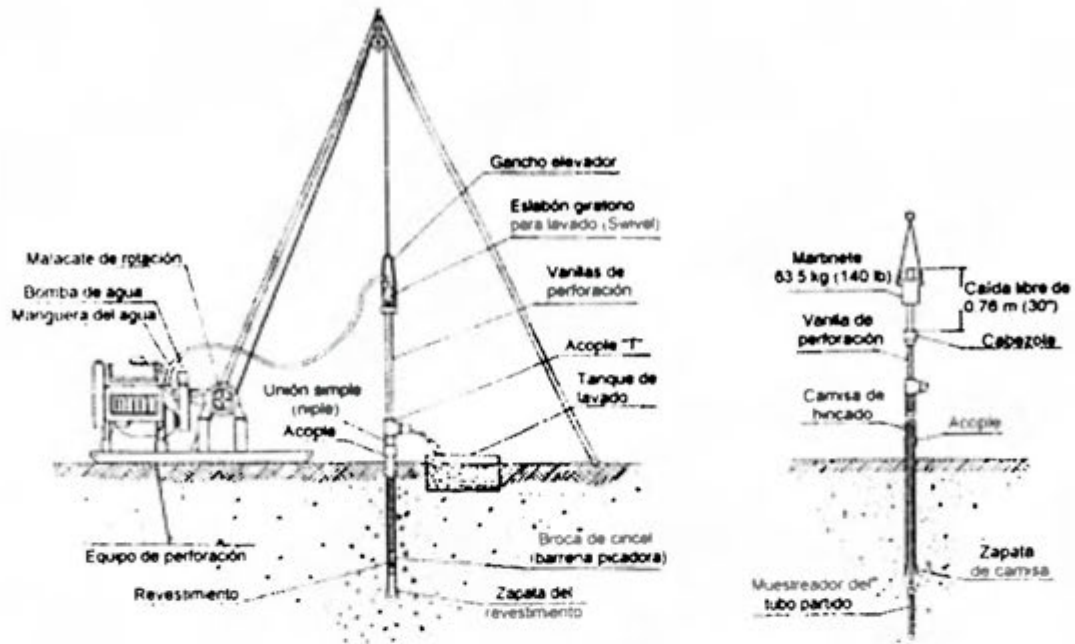


Figura 9. Ensayo SPT

3. CAPITULO III. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

3.1. Métodos de análisis

Los diferentes métodos existentes para el cálculo de la estabilidad de taludes se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($c = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbu Simplificado (Janbu 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado, U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

3.1.1. Método del talud infinito

Con frecuencia, en los deslizamientos de gran magnitud, la mayor parte de la masa deslizada se mueve aproximadamente en forma paralela a la superficie del terreno. La naturaleza del movimiento está controlada por algún elemento geológico como una capa de roca o una capa de materiales poco resistentes. Si la longitud relativa del deslizamiento es muy grande en relación con su espesor, la contribución de la resistencia en la cabeza y el pie del deslizamiento, es menor comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla. En las condiciones indicadas, se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es mayor comparada con su espesor. Este tipo de deslizamiento se puede analizar suponiendo un talud infinito.

El método del talud infinito es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual, cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud. Las suposiciones del método del talud infinito son las siguientes: suelo isotrópico y homogéneo, talud infinitamente largo y superficie de falla paralela al talud. El principal uso del método del talud infinito es la elaboración de planos de amenaza a los deslizamientos mediante el uso de SIGs.

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse (para un talud infinito) a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr - Coulomb.

Realizando una igualdad de fuerzas resistentes y actuantes, se obtiene la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c' - (\gamma Z - \gamma_w h) \cos \beta^2 \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{Ecuación 1})$$

Simplificando para un talud seco de suelos sin cohesión ($c' = 0$)

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Ecuación 2})$$

El ángulo de fricción para el factor de seguridad igual a 1.0, se le denomina ángulo de reposo. Si el nivel de agua se encuentra en la superficie del terreno y por lo tanto, el

suelo se encuentra totalmente saturado y la cohesión es cero, se obtiene la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma \tan \beta} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

γ' = peso unitario sumergido

γ = peso unitario saturado

De la anterior expresión se obtiene que si el suelo se encuentra saturado totalmente, el factor de seguridad es aproximadamente la mitad del factor de seguridad del talud seco. El factor de seguridad disminuye a medida que sube el nivel del agua. El factor de seguridad varía con la posición del nivel freático de acuerdo con la relación ru que se denomina coeficiente de presión de poros y que relaciona la presión de poros con la altura del suelo. El método del talud infinito también se puede aplicar a los taludes de suelos cohesivos siempre y cuando la falla sea paralela a la superficie del talud.

El método del talud infinito cumple condiciones para el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos a pesar de que no se considera explícitamente, debido a que las fuerzas son colineales y la fuerza normal actúa en el centro del bloque. Este método es muy preciso para el análisis de los suelos estratificados, con falla paralela a la superficie del terreno.

Procedimiento para el cálculo de estabilidad utilizando el método de talud Infinito.

Paso 1.

Parámetros que se requieren para el análisis utilizando el método mencionado. Se requiere conocer:

- Altura de la masa deslizante z (metros).
- Altura del agua subterránea medida durante el movimiento h (metros).
- Ángulo de inclinación con la horizontal β (grados).
- Peso específico del suelo γ (KN/m^3).
- Ángulo de fricción ϕ (grados).
- Cohesión C (KN/m^2).

Paso 2.

Calcular el factor de seguridad.

El factor de seguridad varía con la posición del nivel freático y se determina por medio de la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{Pp + c'_n L + (\Pi' - n) \tan \theta'_n}{P_u} \quad (\text{Ecuación 4})$$

3.1.2. Bloques o cuñas

El análisis de estabilidad de los taludes puede realizarse suponiendo superficies de falla rectas predeterminadas. Pueden analizarse superficies compuestas por una sola línea o por varias líneas, formando cuñas simples, dobles o triples. Este tipo de análisis es apropiado cuando hay una superficie potencial de falla relativamente recta a lo largo de un material relativamente duro o relativamente blando; por ejemplo, los mantos aluviales débiles. Uno de estos métodos es conocido como "método del bloque deslizante".

En el análisis de cuñas dobles o triples, se requiere determinar la localización del bloque central crítico, las inclinaciones críticas de las cuñas activa y pasiva, y los factores de seguridad mínimos o críticos.

Los métodos para la localización del bloque central crítico se muestran en la figura 10 (a) y se refieren a la variación sistemática de las coordenadas de los dos extremos de la base del bloque central hasta encontrar el factor de seguridad mínimo. Para cada posición del bloque central, se varían las inclinaciones de las cuñas activa y pasiva con el fin de encontrar el factor de seguridad mínimo para cada posición del bloque figura 10 (b).

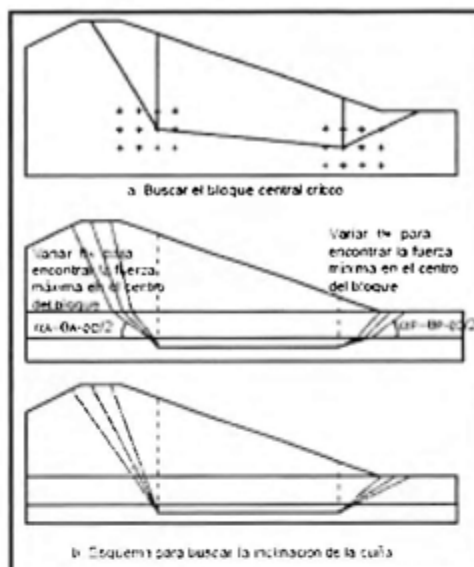


Figura 10. Inclinación de la cuña

Una suposición que se efectúa con frecuencia, es establecer la inclinación de cada cuña activa a un ángulo de $45^\circ + \varphi'/2$ y cada cuña pasiva a $45^\circ - \varphi'/2$. Esta suposición solo es válida cuando las superficies superiores de las cuñas son horizontales, pero puede utilizarse cuando son pendientes suaves. Otra técnica utilizada es la suposición de cuñas que aumentan de inclinación, de abajo hacia arriba.

3.1.3. Método de la Cuña Simple.

El método supone una superficie recta de un solo tramo, el cual puede analizarse como una cuña simple, con la superficie de falla inclinada, a un determinado ángulo con la horizontal. Una falla de superficie plana puede ser analizada, fácilmente, con una solución de forma cerrada, la cual depende de la geometría de la pendiente y de los parámetros de fuerza cortante del suelo a lo largo del plano de falla.

Se requiere calcular las siguientes fuerzas:

- El peso de la cuña (W), descompuesto en la fuerza tangente y la fuerza normal, F_N y F_T .
- $F_N = W \cos \alpha$
- $F_T = W \sin \alpha$
- La fuerza de cohesión, $F_c = C \times L$

- La fuerza de fricción, $F\phi = FN \times \text{Tan } \phi'$.

El factor de seguridad se determina por medio de la expresión:

$$F.S. = \frac{(C * L) + (W \cos \alpha * \text{Tan} \phi')}{W \sin \alpha} \quad (\text{Ecuación 5})$$

3.1.4. Método de la Cuña Doble.

Se hace el análisis de una cuña con dos tramos rectos de superficie de falla. La cuña superior tiene generalmente una pendiente fuerte y la inferior, una pendiente más suave.

La cuña superior genera una fuerza de empuje sobre la cuña inferior y ésta debe ser capaz de resistir la fuerza impuesta por la cuña superior. En la figura 11 se muestra una sección de falla de cuña doble.

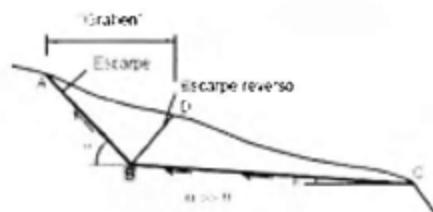


Figura 11. Sección de falla doble cuña.

Generalmente se utiliza para simular fallas sobre las superficies planas, duras, tales como roca o sobre superficies planas, blandas (manto de arcilla blanda).

Debido a que las dos cuñas son geométricamente muy diferentes, se produce un hundimiento de la cuña superior (graben) y la cuña inferior se mueve horizontalmente.

En el campo, este tipo de fallas se reconocen por la presencia del "graben". La localización, profundidad y extensión del "graben" permite determinar la profundidad de la falla en campo. Para el análisis, se estudia la estabilidad de cada bloque en forma independiente con las respectivas fuerzas.

Adicionalmente a la formación del "graben", se puede presentar un escarpe secundario en la parte inferior del deslizamiento y en la práctica, se forman tres cuñas.

3.1.5. Método de la espiral logarítmica.

En el procedimiento de la espiral logarítmica, la superficie de falla se supone que tiene una forma de espiral como lo muestra la figura 12.

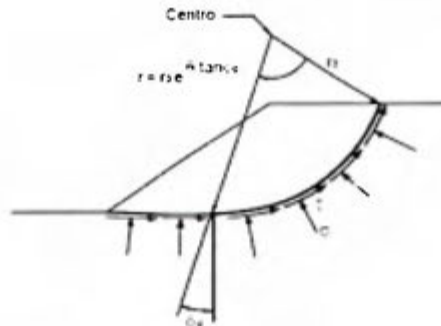


Figura 12. Falla espiral logarítmica

Inicialmente, suponemos un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación θ , alrededor del centro de la espiral, de acuerdo con la expresión:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad \text{Ecuación 6)}$$

Donde:

ϕ_d = es el ángulo de fricción desarrollado el cual, depende del ángulo de fricción del suelo y del factor de seguridad.

Los esfuerzos al cortante se pueden expresar en esfuerzos totales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F} \quad \text{Ecuación 7)}$$

O en términos de las resistencias desarrolladas.

$$\tau = C_d + \sigma \tan \phi_d \quad \text{Ecuación 8)}$$

Las ecuaciones de la espiral logarítmica son relativamente complejas para los cálculos manuales, debido a la forma de la superficie de falla. Sin embargo, con el uso del computador el análisis relativamente es sencillo. El método de la espiral logarítmica satisface equilibrios de fuerzas y de momentos y eso hace que el procedimiento sea comparativamente preciso.

Para algunos autores, el método de la espiral logarítmica teóricamente es el mejor procedimiento para el análisis de taludes homogéneos. Igualmente, este método es

utilizado en varios programas de computador para el diseño de taludes reforzados utilizando geomallas o "nailing".

3.1.6. Métodos de círculos de falla.

Las fallas observadas en los materiales relativamente homogéneos, ocurren a lo largo de las superficies curvas. Por facilidad de cálculo, las superficies curvas se asimilan a círculos y la mayoría de los análisis de estabilidad de taludes se realizan suponiendo fallas circulares.

La localización de los círculos de falla generalmente se hace dibujando una grilla de puntos para centros de giro de los círculos y desde esos puntos, se trazan los círculos utilizando alguno de los siguientes criterios:

- Círculos de igual diámetro.
- Círculos que pasan por un mismo punto.
- Círculos tangentes a una o varias líneas determinadas.

Los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos se calculan por medio de uno o varios de los métodos existentes y el factor de seguridad del talud es el mínimo F. S. obtenido de todos los círculos analizados.

3.1.7. Método del Arco Circular

El método del arco circular se le utiliza sólo para los suelos cohesivos ($\phi = 0$). El método fue propuesto por Petterson en 1916 (Petterson, 1955) pero sólo fue formalizado por Fellenius en 1922. En la figura 13 se localizan posibles puntos de falla según el método del arco circular.

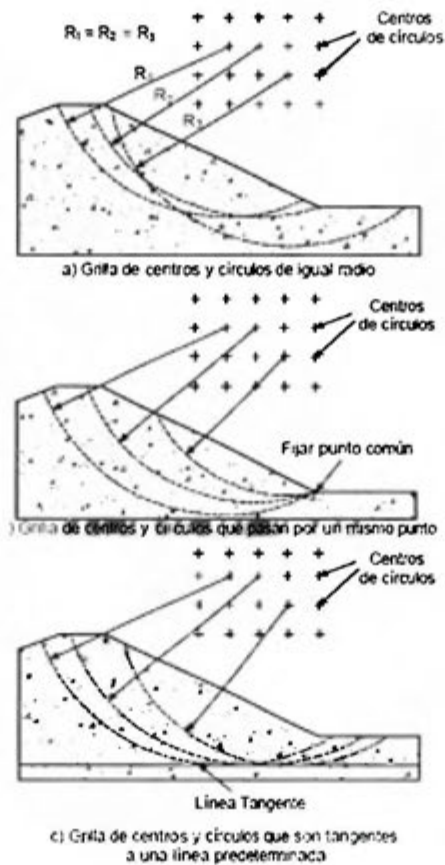


Figura 13. Localización de los puntos de falla.

En la práctica, el método es un caso de la espiral logarítmica en el cual la espiral se convierte en círculo. No obstante, los análisis son mucho más sencillos para el caso del arco circular y por otra parte, el desarrollo de este método fue anterior al de la espiral logarítmica.

En el método del arco circular se supone un círculo de falla y se analizan los momentos con relación al centro del círculo.

$$F = \frac{clr}{W_a} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde:

c = cohesión.

l = longitud del arco de círculo.

r = radio del círculo.

W = peso total de la masa en movimiento.

a = brazo de la fuerza W con respecto al centro del círculo

El método del arco circular satisface tanto el equilibrio de fuerzas como el equilibrio de momentos. Aunque la ecuación fue desarrollada inicialmente para un valor único de cohesión, puede extenderse para cohesiones diferentes a lo largo del arco circular y se puede reemplazar el término $c \cdot l \cdot r$ por el término $\sum c \cdot l \cdot r$.

El procedimiento de análisis es sencillo y la única dificultad es el cálculo del brazo ("a") para el momento de la fuerza W. Comúnmente, el análisis se realiza en forma manual elaborando gráficos

3.1.8. Método Ordinario o de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero si son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

$$F.S. = \frac{\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W' \sin \alpha} \quad \text{Ecuación 10)}$$

α = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

$u = \text{Presión de poros} = \gamma_w V_w h_w h_w$

$b = \text{Ancho de la tajada}$

$C', \phi = \text{Parámetros de resistencia del suelo.}$

El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Para el caso de $\phi = 0$, el método ordinario da el mismo valor del factor de seguridad que el método del arco circular.

Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o en el computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor.

Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño, sino solamente como una base de referencia. Generalmente, el método ordinario da factores de seguridad menores que otros métodos.

3.1.9. Método de Bishop

Bishop presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W' - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sec \alpha \tan \phi') / FS} \right]}{\sum W \sec \alpha} \quad \text{Ecuación 11)}$$

Donde:

$b = \text{Ancho de la Dovela}$

$W = \text{Peso de cada dovela}$

$C', \phi = \text{Parámetros de resistencia del suelo.}$

$u = \text{Presión de poros en la base de cada dovela} = \gamma_w V_w h_w h_w \times$

$\alpha = \text{Angulo del radio y la vertical en cada dovela.}$

Como se puede observar en la ecuación, el término factor de seguridad FS se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; se requiere un proceso de interacción para calcular el factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario. Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.

3.1.10. Método de Janbú

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos, la suposición de f_0 puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis. El método de Janbú solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_0 \sum \left\{ [c' + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)} \quad \text{Ecuación 12)}$$

Donde:

f_0 = depende de la curvatura de la superficie de falla

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

c', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\frac{\gamma_w}{\gamma} \gamma h_{wp}$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

3.1.11. Método Sueco Modificado (C.C. Cuerpo de Ingenieros)

En el método la inclinación de las fuerzas entre dovelas, es seleccionada por el analista y tiene el mismo valor para todas las dovelas. El sueco modificado recomienda que la inclinación debe ser igual al promedio de la pendiente del talud. Este método satisface equilibrio de fuerzas pero no satisface el equilibrio de momentos.

3.1.12. Método de Lowe y Karafiath

El método de Lowe y Karafiath es prácticamente idéntico al del Sueco modificado, con la excepción que que la dirección de las fuerzas entre partículas, varía de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del Cuerpo de Ingenieros, es muy sensitivo a la inclinación supuesta de las fuerzas entre partículas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas, se varía substancialmente el factor de seguridad.

3.1.13. Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ . Para resolver las ecuaciones F y θ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error. Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal

vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad. Se muestran en la figura 14 y 15.

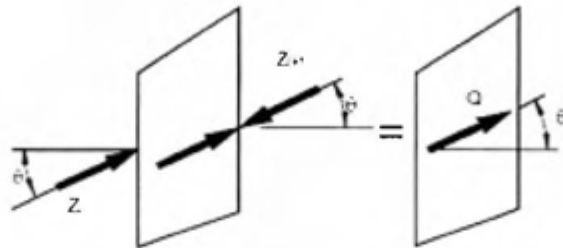


Figura 14. Paralelismo de las fuerzas

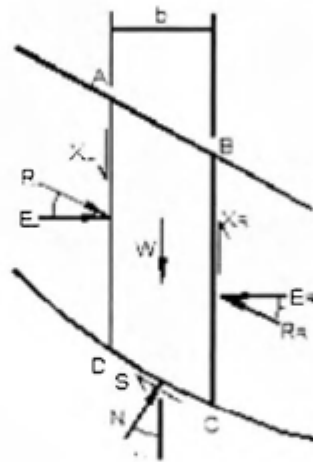


Figura 15. Fuerzas que actúan sobre las dovelas

3.1.14. Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer. Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método

de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

3.1.15. Método de Sarma

El método de Sarma es muy diferente a todos los métodos descritos anteriormente porque éste considera que el coeficiente sísmico y el factor de seguridad son desconocidos. Se asume entonces, un factor de seguridad y se encuentra cuál es el coeficiente sísmico requerido para producir éste.

Generalmente, se asume que el factor de seguridad es 1.0 y se calcula el coeficiente sísmico requerido para que se obtenga este factor de seguridad. En el método de Sarma, la fuerza cortante entre tajadas es una relación con la resistencia al cortante. El procedimiento de Sarma fue desarrollado para análisis sísmicos de estabilidad y tiene algunas ventajas sobre otros métodos para este caso.

3.2. Análisis Retrospectivo.

El análisis retrospectivo o bien como se entiende en inglés *Back Analysis*, es usado comúnmente en la ingeniería geotécnica para estimar la resistencia in situ del suelo. Esta resistencia se representa generalmente por los parámetros de resistencia al corte en tensiones efectivas de Mohr-Coulomb, cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ . El análisis retrospectivo de fallas de taludes es un método efectivo que incorpora importantes factores que muchas veces no son bien representados en ensayos de laboratorio, tales como la estructura del suelo, la no homogeneidad, influencia de fisuras en la resistencia al corte y el efecto de los planos de debilidad dentro de la masa de suelo.

El análisis retrospectivo asume un factor de seguridad igual a la unidad y considera la geometría original en el momento de la falla. Luego se estima la resistencia al corte del suelo que fue movilizada en la falla consistente con un modelo 2D para un $FS=1$.

Estudios han demostrado que usando un método que considere todas las condiciones de equilibrio ($\Sigma F=0$, $\Sigma M=0$) se obtiene un factor de seguridad que varía en $\pm 5\%$.

En los casos que se dispone de poca información de las condiciones bajo las cuales ocurrió un deslizamiento, lo que reduce la confiabilidad de los valores de c y ϕ obtenidos mediante análisis retrospectivo. Estos valores pueden ser utilizados para analizar la

estabilidad de otros taludes en la misma formación geológica y recomendar medidas de estabilización si corresponde.

En este trabajo se definen los conceptos básicos del análisis retrospectivo de taludes, así como también algunos métodos usados en la obtención de los parámetros c y ϕ . Para que los resultados obtenidos sean compatibles con las propiedades del suelo al momento de la falla, es necesario tener criterio y experiencia para estimar algunos parámetros necesarios en el análisis, como peso unitario del suelo, presiones de poro, geometría original del talud y estructura del suelo, así como la sensibilidad del resultado frente esta elección. A su vez es necesario conocer las limitaciones y rangos de aplicabilidad para no incurrir en errores de consideración.

El análisis retrospectivo se ha realizado obteniendo un solo parámetro de resistencia del suelo y suponiendo conocido el otro. Una de las formas más sencillas de realizar este análisis es asumiendo un valor constante de la resistencia al corte, lo que supone un ángulo de fricción interna $\phi = 0^\circ$. Esta consideración, sin embargo, puede llevar a resultados poco conservadores si la falla se produce en condiciones drenadas (largo plazo). Si se conoce la geometría del deslizamiento es posible determinar ambos parámetros, si bien los resultados obtenidos no siempre son ajustados a la realidad, sobre todo cuando se produce una falla progresiva o marcadas discontinuidades en el talud. A continuación se presentan algunos métodos para obtener los parámetros de resistencia del suelo mediante análisis retrospectivo.

Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada.

Pero en la práctica sin embargo es virtualmente imposible determinar con precisión cuales son los excesos de presión de poro que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua). Debido a esta razón no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

Sin embargo, se puede trabajar todo el análisis utilizando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poro en las condiciones no drenadas (o bien los esfuerzos totales).

3.2.1. Limitaciones del análisis retrospectivo

Existe una serie de limitaciones o precauciones que se deben tener presentes al realizar un Análisis de estabilidad retrospectivo. Entre ellas podemos destacar:

1. Ubicación de la capa freática. Es necesario conocer las presiones de poro para determinar las tensiones efectivas y con ello la resistencia al corte del suelo. En ciertos casos se pueden estimar las presiones de poros conociendo taludes similares en una misma formación geológica o se puede asumir por ejemplo en la superficie (situación esperable durante una lluvia intensa), sin embargo, es muy difícil determinar la real ubicación del nivel freático al momento de la falla.

2. Es esencial conocer la geometría del deslizamiento para determinar el correcto par c, ϕ . En algunos casos puede ser difícil la determinación del inicio o el reventón, así como también si el suelo no es muy homogéneo la superficie de falla puede alejarse del círculo asumido frecuentemente. También, especialmente en suelos altamente cohesivos, la presencia de una grieta de tracción puede alterar significativamente la resistencia obtenida del suelo.

3. Estructura del suelo. Los suelos residuales presentan un comportamiento que se asemeja más al de una roca, debido a los planos de clivaje heredados de la roca madre. Por ello si bien es cierto, en algunos casos el suelo presenta parámetros de resistencia que permiten asegurar la estabilidad del talud, éstos fallan debido a la desfavorable inclinación de los planos de debilidad y a la poca resistencia del suelo en él.

4. Prácticamente todos los deslizamientos tienen una componente 3D. Las condiciones de borde son raramente consideradas en el análisis retrospectivo.

5. La falla progresiva suele acarrear errores en la interpretación de resultados. Debido a largas deformaciones producidas por cargas sostenidas, la resistencia del suelo deja de corresponder a un único par c, ϕ a lo largo de toda la falla. Este se puede encontrar entre la resistencia peak y la resistencia residual, diferente para distintas zonas del deslizamiento, por ello con el análisis retrospectivo sólo se obtiene un promedio de los parámetros de resistencia del suelo movilizado, los que tienden a ser poco conservadores para su uso en el diseño.

4. CAPITULO IV. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO

4.1. Localización.

El sector estudiado se encuentra ubicado en la provincia de San José, en el cantón de Aserrí, en el distrito de Aserrí centro. Específicamente localizado a 1 km de la iglesia central San Luis de Tolosa en la planta de tratamiento de agua potable, los taludes están ubicados en la sección posterior. En la figura 16 se detalla la hoja cartográfica Abra donde se localiza el proyecto.

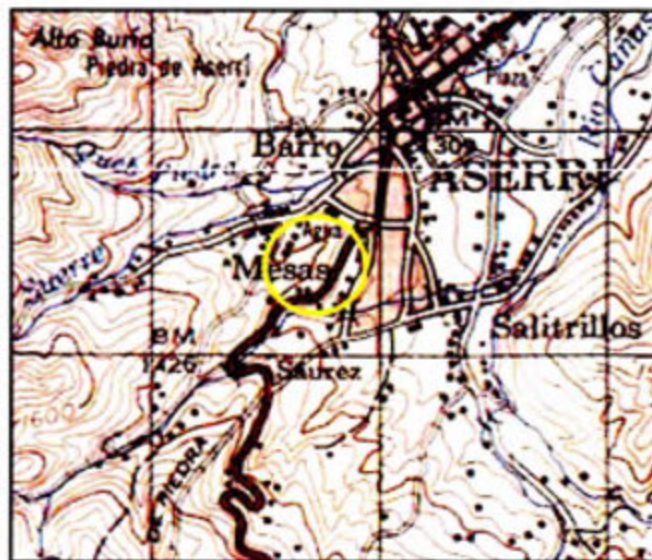


Figura 16. Hoja cartográfica Abra. Ubicación

4.2. Geología

El cantón de Aserrí está constituido geológicamente por materiales de los periodos Cretácico, Terciario y Cuaternario. Son las rocas sedimentarias del Terciario las que predominan en la región.

Del periodo Cretácico se encuentran rocas de origen volcánico y sedimentario. Las volcánicas están agrupadas bajo el nombre del Complejo de Nicoya, que está compuesto de grauwacas macizas y compactas, de color gris oscuro, fánitas, lutitas fáníticas, calizas, silíceas afaníticas, lavas con almohadillas y aglomerados de basalto e intrusiones de gabros, diabasas y dioritas, el cual se localiza al norte y oeste del sitio La Jamaica, próximo al límite cantonal. Las rocas sedimentarias del Cretácico Paleoceno, corresponden a la formación Tulín, que incluye olivinos, augitas e hiperstenos y basaltos

serpentinizado; la cual se ubica desde la margen norte del río Pirrís hasta la ladera sur del cerro Carraigres.

Entre los materiales del periodo Terciario, se hallan rocas de origen sedimentario, volcánico e intrusivo. Las sedimentarias de las épocas Oligoceno Mioceno y Mioceno, que a la primera corresponde la formación Terraba, la cual se compone de lutitas de gris a negra, en parte con pirita, limolitas, areniscas tobáceas, conglomerado y turbiditas: localizada al sur del cantón, en el sector aledaño a los sitios Bajo Tabacales y La Jamaica. De las rocas sedimentarias del Mioceno aparecen materiales Indiferenciados y de la formación Pacacua, los materiales Indiferenciados se sitúan entre el cerro Carraigres y el sector al sur de la carretera entre villa Monterrey y el poblado Meseta, y la formación Pacacua, corresponde a una secuencia de materiales, constituida por interestratificaciones de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas limolitas y lutitas, todas tobáceas, en algunas partes con coloraciones moráceas; que se sitúa en ambos lados de villa Tarbaca, en dirección este y oeste hasta el límite cantonal, así como en parte del sector noreste de la región. Las rocas volcánicas de la época Mioceno, están representadas por el grupo Aguacate, compuesto principalmente por coladas de andesita y basalto, aglomerados, brechas y tobas, ubicado entre el sector al norte de la margen del río Grande de Candelaria y el área al oeste del poblado Tranquerillas. Las rocas intrusivas de la época antes citada están compuestas por materiales intrusivos ácidos de la Cordillera de Talamanca, tales como dioritas cuárcicas y granodioritas, también gabros y granitos; los cuales se sitúan en las márgenes del río Grande de Candelaria, así como en la ladera este de cerros de Escazú.

De los materiales del periodo Cuaternario, se localizan rocas de origen sedimentario de la época Holoceno, tales como depósitos fluviales y coluviales; localizados en las cercanías de las márgenes del río Cañas, lo mismo que al este del poblado Poás; así como en una franja al noreste de la región, próximo al límite cantonal.

Ubicado según el código de cimentaciones de Costa Rica en una zona con materiales tipo suelos residuales de color amarillento, suelos blandos, alto contenido de humedad y buena permeabilidad y materiales tipo suelos residuales rojizos con susceptibilidad a inestabilidad de taludes con problemas de reptación y deslizamiento.

En la figura 17 se muestra la geología del sitio.

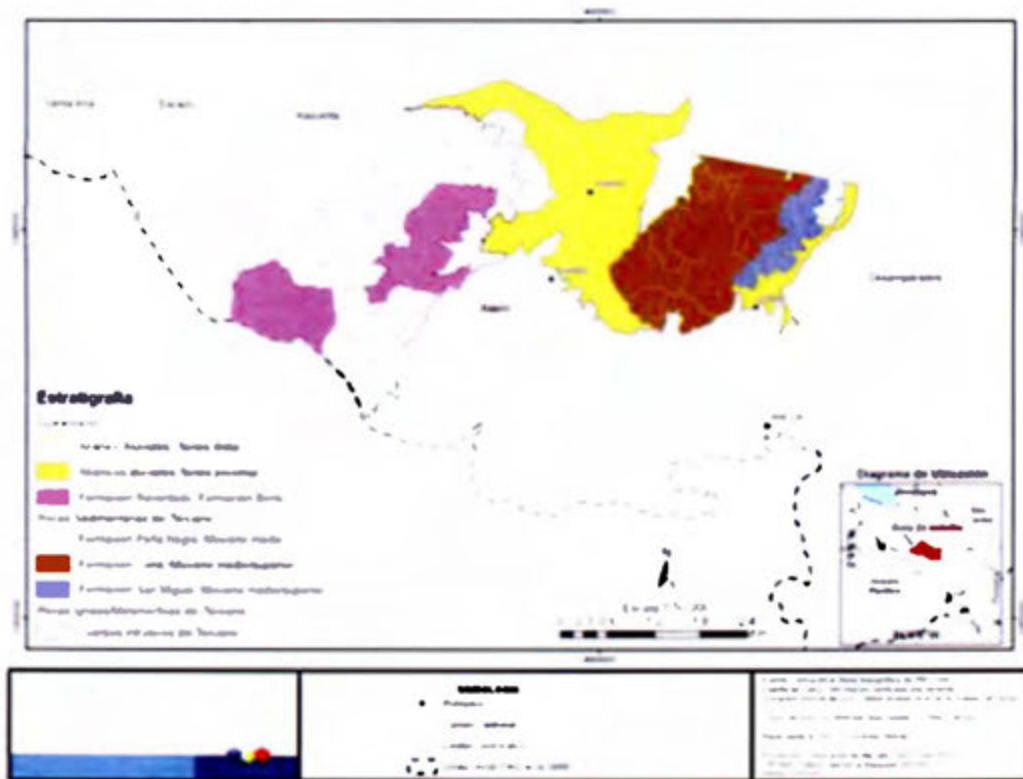


Figura 17. Geología específica de Aserri Centro

4.3. Geomorfología

Aserri presenta cuatro unidades geomórficas, denominadas forma de origen tectónico y erosivo, originada por acción intrusiva, de origen volcánico y de origen estructural.

La unidad de origen tectónico y erosivo, se divide en dos subunidades como son fila Brunqueña y Cordillera de Tamanca. La subunidad fila Brunqueña se localiza al sur del

cantón, a partir de la margen sur del río Grande de Candelaria; esta subunidad se orienta de acuerdo con la dirección estratigráfica de las rocas sedimentarias que la forman, la pendiente es fuerte con un pequeño escalón entre los 400 y 500 metros de elevación. Su sistema de drenaje se aproxima al dendrítico, algo afectado por fracturas; las diferencias de relieve son grandes y entre fondo, valle y cima frecuentemente hay de 100 a 200 metros. Esta subunidad se compone de rocas de las formaciones Brito, Pacacua, con algunas intrusiones, las rocas son areniscas de grano medio a fino, lutitas arcillosas y calizas, su origen se debe al levantamiento desde el fondo oceánico, de un bloque de corteza, este bloque ascendió a lo largo de fallas, inclinándose en las últimas etapas hacia el noreste, la erosión fluvial terminó de modelar la subunidad, haciendo una selección en las rocas.

La subunidad Cordillera de Talamanca se ubica entre el sector al este de ciudad de Aserri y el río Grande de Candelaria; presenta valles profundos con laderas de fuerte pendiente; las divisorias son angostas; esta subunidad comprende rocas viejas de la formación Pacacua, además presenta intrusiones ácidas y básicas, así como volcánicas, la forma de la cordillera es compleja por estar influenciada por la presencia de fallas y pliegues, lo mismo que por la diversidad de rocas. Su origen se debió a una sedimentación marina que ocurrió hasta el Mioceno medio, luego se inició un ascenso y plegamiento durante el Mioceno medio al superior, posteriormente un plutonismo con magmas ácidas y básicas originando las intrusiones, el cual es muy posible que llegó hasta el Plioceno.

La unidad originada por acción intrusiva, se manifiesta en el Macizo de Escazú, el cual se localiza al noroeste del cantón, a partir del sector entre villa Tarbaca y el poblado Poás, se caracteriza por presentar laderas de fuerte pendiente; las divisorias son redondas pero muy escarpadas. La unidad se compone propiamente de rocas ígneas intrusivas y volcánicas, con escamas o intercalaciones de sedimentos, las cuales en superficie se encuentran muy meteorizadas, se observan evidencias de la acción hidrotermal y neumatolítica a consecuencia de la vecindad en el subsuelo de masas intrusivas, manifestadas con calinización de las rocas, hilillos de sílice y silicificación en general. Esta unidad se originó por la acción causada por cuerpos intrusivos.

La unidad de origen volcánico, se divide en dos subunidades denominadas serranía de laderas de fuerte pendiente y relleno volcánico del Valle Central. La subunidad serranía

de laderas de fuerte pendiente, se encuentra en las proximidades de villa Vuelta de Jorco, el poblado Monte Redondo y el sector suroeste de este último; está formada por laderas de fuerte pendiente, y se caracteriza por la facilidad de sus terrenos a originar deslizamientos está compuesta principalmente por rocas volcánicas, aunque también hay sedimentarias, las primeras en su gran mayoría están profundamente meteorizadas, lo cual favorece los deslizamientos, su origen se debe a la erosión de las anteriores rocas.

La subunidad relleno volcánico del Valle Central, situado en el sector aledaño a ciudad de Aserri; corresponde a una superficie plana ondulada, es posible que los cambios en el relieve dentro del área, son debidos a la presencia de lava a unos cuantos metros de profundidad constituyendo un frente; la subunidad está formada en superficie por rocas volcánicas, principalmente lavas, tobas e ignimbritas cubierta por ceniza en un espesor variable, la secuencia de lavas descansa sobre roca sedimentaria, las lavas son del tipo andesítico; geomorfológicamente, esta subunidad no es un valle, sin embargo para efectos políticos, socio económicos y todo tipo de referencia, se considera preferible seguirlo denominando Valle Central, el nombre técnico correcto es fosa tectónica debido a la presencia de una falla a todo lo largo del pie de la sierra volcánica Central, la cual está evidenciada por la existencia de fuentes termominerales; así como la interrupción brusca y alineada con la supuesta falla de las estribaciones que bajan de la mencionada sierra hacia el valle: lo mismo que por la presencia de un vulcanismo sin explicación aparente (Formación Pacacua), en correspondencia con la posición de la falla o cerca de ella

La unidad de origen estructural, está representada por el sinclinal de Naranjo, ubicado en fila Bustamante.

5. CAPITULO V. PERFORACIONES EN LOS TALUDES Y TOPOGRAFÍA.

5.1. Perfil de perforaciones

Como parte de la caracterización, a continuación se presenta la planta correspondiente al sitio de estudio, el perfil de perforaciones mostrado e indicado bajo los puntos P-1 al P-4. Se realizaron 4 perforaciones ubicadas según lo presentado en la figura 18.



Figura 18. Perforaciones de sitio

5.1.1. Descripción de las perforaciones.

Perforación P1

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 11 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características. Las perforaciones se presentan en la figura 19.

Capa 1: de 0,00 a 2,00 metros.

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 12- 14

Consistencia: Compacta

Contenido de humedad natural, W%: 18,8- 37,1

Capa 2: de 2,00 a 3,50 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo

SUCS: CH

NSPT: 19- 28

Consistencia: Muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 30,5- 52,6

Capa 3: de 3,50 a 5,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 30- 39

Consistencia: Dura

Contenido de humedad natural, W%: 24,6- 28,6

Peso volumétrico, γ (kg/m^3): 2060,70

Gravedad específica, Gs: 2,793

Cohesión no drenada, C_u (kg/cm^2): 2,40

Capa 4: de 5,00 a 9,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 16- 20

Consistencia: muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 29,0- 51,9

Plasticidad: alta (LL: 60/ IP: 36)

Porcentaje pasando la malla 200: 83,70

Capa 5: de 9,00 a 10,50 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 10- 14

Consistencia: Compacta

Contenido de humedad natural, W%: 42,2- 48,3

Capa 6: de 10,50 a 11,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo. Se presenta el rebote de mazo a los 11,00 m

SUCS: CH

NSPT: 45 (RM)

Consistencia: Dura

Contenido de humedad natural, W%: 34,8

RESUMEN DE LA PERFORACIÓN																								
Proyecto		Calle de suaves, planta acueducto										Muestra												
Ubicación		Calle Municipal										Punto												
Perforación		Nivel: 3er. Nivel										Profundidad												
Perforador		P1										Módulo Probador												
												Haga												
												T 30.0												
												T 30.0												
Resumen de Perforación				Clasificación y descripción de suelos																				
N°	Profundidad (m)		Haga / % Recuperación	% Humedad / W	Gravedad específica	Descripción	Consistencia / Dureza	% Pasado No. 200	% No. 40	No. 60	No. 100	No. 200	L	U	S	M	C	LL	LP	IP	Plasticidad	SUCS		
	De	Hasta																						
1	0.00	0.50	100	74	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Compacta																	
2	0.50	1.00	100	72	2.71																			
3	1.00	1.50	100	72	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
4	1.50	2.00	100	72	2.71																			
5	2.00	2.50	100	70	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
6	2.50	3.00	100	70	2.71																			
7	3.00	3.50	100	70	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
8	3.50	4.00	100	70	2.71																			
9	4.00	4.50	100	70	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Dura																	
10	4.50	5.00	100	70	2.71																			
11	5.00	5.50	100	68	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
12	5.50	6.00	100	67	2.71																			
13	6.00	6.50	100	68	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
14	6.50	7.00	100	68	2.71																			
15	7.00	7.50	100	68	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
16	7.50	8.00	100	68	2.71																			
17	8.00	8.50	100	68	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Muy compacta																	
18	8.50	9.00	100	68	2.71																			
19	9.00	9.50	100	67	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Compacta																	
20	9.50	10.00	100	68	2.71																			
21	10.00	10.50	100	68	2.71	Fración de alta plasticidad, de color rojizo	Dura																	
22	10.50	11.00	100	68	2.71																			
23	11.00	11.50																						
24	11.50	12.00																						
25	12.00	12.50																						
26	12.50	13.00																						
27	13.00	13.50																						
28	13.50	14.00																						
29	14.00	14.50																						
30	14.50	15.00																						
31	15.00	15.50																						
32	15.50	16.00																						
33	16.00	16.50																						
34	16.50	17.00																						
35	17.00	17.50																						
36	17.50	18.00																						
37	18.00	18.50																						
38	18.50	19.00																						
39	19.00	19.50																						
40	19.50	20.00																						

Figura 19. Perforación P1

Perforación P2

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 3 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características. Las perforaciones se presentan en la figura 20.

Capa 1: de 0,00 a 2,00 metros

Limo elástico de alta plasticidad, de color rojizo

SUCS: MH

NSPT: 8- 15

Consistencia: compacta

Contenido de humedad natural, W%: 31,8- 47,5

Peso volumétrico, Y (kg/m³): 1942,81

Gravedad específica, Gs: 2,662

Cohesión no drenada, Cu (kg/cm²): 0,28

Capa 2: de 2,00 a 3,00 metros

Limo elástico de alta plasticidad, de color rojizo. Se da el rebote de mazo a los 3,00m

SUCS: MH

NSPT: 21- 53 (RM)

Consistencia: de muy compacta a dura

Contenido de humedad natural, W%: 30,9- 36,4

Plasticidad: media (LL: 52/ IP: 17)

Porcentaje pasando la malla 200: 79,40

RESUMEN DE LA PERFORACIÓN															
Proyecto		Estudio de suelos, obra civil, carretera										Muestra			
Ubicación		Km. San José										Punto			
Perforación		P2										Profundidad			
Perforador												Nivel Proctor			
												Haga			
												2 de 4			
Resumen de Perforación															
Nº	Profundidad (m)		Haga / % Recuperación	% Humedad / PCO	Clasificación	Descripción	Características / Densidad	N.º de golpes / 30 cm	N.º de golpes / 45 cm	N.º de golpes / 60 cm	N.º de golpes / 75 cm	N.º de golpes / 90 cm	N.º de golpes / 105 cm	N.º de golpes / 120 cm	N.º de golpes / 135 cm
	De	Hasta													
1	0,00	0,30	10	32,7	Limo elástico de alta plasticidad, de color rojizo.	Compacta	79,40	0,00	290,00	2,00	0,20	51,0	30,4	17	Medio
2	0,30	0,60	10	32,7											
3	0,60	0,90	10	32,7											
4	0,90	1,20	10	32,7											
5	1,20	1,50	10	32,7											
6	1,50	1,80	10	32,7											
7	1,80	2,10	10	32,7	Limo elástico de alta plasticidad, de color rojizo. Se da el rebote de mazo a los 3,00 m.	De muy compacta a dura	79,40	0,00	290,00	2,00	0,20	51,0	30,4	17	Medio
8	2,10	2,40	10	32,7											
9	2,40	2,70	10	32,7											
10	2,70	3,00	10	32,7											
11	3,00	3,30	10	32,7											
12	3,30	3,60	10	32,7											
13	3,60	3,90	10	32,7											
14	3,90	4,20	10	32,7											
15	4,20	4,50	10	32,7											
16	4,50	4,80	10	32,7											
17	4,80	5,10	10	32,7											
18	5,10	5,40	10	32,7											
19	5,40	5,70	10	32,7											
20	5,70	6,00	10	32,7											
21	6,00	6,30	10	32,7											
22	6,30	6,60	10	32,7											
23	6,60	6,90	10	32,7											
24	6,90	7,20	10	32,7											
25	7,20	7,50	10	32,7											
26	7,50	7,80	10	32,7											
27	7,80	8,10	10	32,7											
28	8,10	8,40	10	32,7											
29	8,40	8,70	10	32,7											
30	8,70	9,00	10	32,7											
31	9,00	9,30	10	32,7											
32	9,30	9,60	10	32,7											
33	9,60	9,90	10	32,7											
34	9,90	10,20	10	32,7											
35	10,20	10,50	10	32,7											
36	10,50	10,80	10	32,7											
37	10,80	11,10	10	32,7											
38	11,10	11,40	10	32,7											
39	11,40	11,70	10	32,7											
40	11,70	12,00	10	32,7											
41	12,00	12,30	10	32,7											
42	12,30	12,60	10	32,7											
43	12,60	12,90	10	32,7											
44	12,90	13,20	10	32,7											
45	13,20	13,50	10	32,7											
46	13,50	13,80	10	32,7											
47	13,80	14,10	10	32,7											
48	14,10	14,40	10	32,7											
49	14,40	14,70	10	32,7											
50	14,70	15,00	10	32,7											

Figura 20. Perforación P2.

Perforación P3

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 1.5 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características. Las perforaciones se presentan en la figura 21.

Capa 1: de 0,00 a 1,50

Limo arenoso color café claro. Se presenta el rebote de mazo a los 1,50 m

SUCS: ML

NSPT: 6- 54

Consistencia: medianamente compacta

Contenido de humedad natural, W%: 26, -28,2

Plasticidad: media (LL: 45/ IP: 16)

Porcentaje pasando la malla 200: 58,3

RESUMEN DE LA PERFORACIÓN														
Proyecto		Calle de las Flores, Barrio Los Hornos										Municipio		
Ubicación		Parroquia Municipal										Fecha		
Profundidad		Paseo San Juan										Profundidad		
Perforador		P3										Mód. Frenillo		
												Hoy		
Resumen de Perforación				Características de los suelos										
Nº	Profundidad (m)		Humedad / %	Plasticidad / %	Descripción	Consistencia / Estado	Nº	S	L	I	C	U	P	SUCS
	De	Hasta												
1	0,00	0,50	26,2	16,0	Limo arenoso color café claro. Se presenta rebote de mazo a 1,50 m.	Medianaamente compacta	58,3	0,00						
2	0,50	1,00	26,2	16,0										
3	1,00	1,50	26,2	16,0										
4	1,50	2,00												
5	2,00	2,50												
6	2,50	3,00												
7	3,00	3,50												
8	3,50	4,00												
9	4,00	4,50												
10	4,50	5,00												
11	5,00	5,50												
12	5,50	6,00												
13	6,00	6,50												
14	6,50	7,00												
15	7,00	7,50												
16	7,50	8,00												
17	8,00	8,50												
18	8,50	9,00												
19	9,00	9,50												
20	9,50	10,00												
21	10,00	10,50												
22	10,50	11,00												
23	11,00	11,50												
24	11,50	12,00												
25	12,00	12,50												
26	12,50	13,00												
27	13,00	13,50												
28	13,50	14,00												
29	14,00	14,50												
30	14,50	15,00												
31	15,00	15,50												
32	15,50	16,00												
33	16,00	16,50												
34	16,50	17,00												
35	17,00	17,50												
36	17,50	18,00												
37	18,00	18,50												
38	18,50	19,00												
39	19,00	19,50												
40	19,50	20,00												

Figura 21. Perforación P3.

Perforación P4

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 5 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características. Las perforaciones se presentan en la figura 22.

Capa 1: de 0,00 a 1,50 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 7- 25

Consistencia: de medianamente compacta a compacta

Contenido de humedad natural, W%: 39,7- 63,5

Capa 2: de 1,50 a 3,00 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo

SUCS: CH

NSPT: 32- 39

Consistencia: dura

Contenido de humedad natural, W%: 9,3- 42,2

Plasticidad: alta (LL: 71/ IP: 29)

Porcentaje pasando la malla 200: 84,60

Capa 3: de 3,00 a 4,50 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 11- 26

Consistencia: De compacta a muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 30,4- 44,0

Plasticidad: alta (IP: 35/ LL: 66)

Porcentaje pasando la malla 200: 73,70

Peso volumétrico, γ (kg/m^3): 1815,11

Gravedad específica, Gs: 2,594

Cohesión no drenada, C_u (kg/cm^2): 0,28

Porcentaje pasando la malla 200: 73,70

Capa 4: de 4,50 a 5,00 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo, se presenta rebote de mazo.

SUCS: CH

NSPT: 46 (RM)

Consistencia: dura

Contenido de humedad natural, W%: 41,6

RESUMEN DE LA PERFORACIÓN															
Proyecto		Catastro de suelos, planificación urbana										Muestra			
Ubicación		Avenida Municipal										Punto			
Profundidad		4m, San José										Profundidad			
Perforador		SA										Muest. Pruebas			
												Paso			
												4 de 4			
Nº	Profundidad (m)		Nº	% Recuperación	% Humedad	% N.C.	Descripción	Comentarios / Observaciones	Nº de golpes	Nº de golpes	Nº de golpes	Nº de golpes	Nº de golpes	Nº de golpes	Nº de golpes
	En	Hacia													
1	0.00	0.00	1	100	41.6										
2	0.00	0.00	2	100	41.6										
3	0.00	0.00	3	100	41.6										
4	0.00	0.00	4	100	41.6										
5	0.00	0.00	5	100	41.6										
6	0.00	0.00	6	100	41.6										
7	0.00	0.00	7	100	41.6										
8	0.00	0.00	8	100	41.6										
9	0.00	0.00	9	100	41.6										
10	0.00	0.00	10	100	41.6										
11	0.00	0.00	11	100	41.6										
12	0.00	0.00	12	100	41.6										
13	0.00	0.00	13	100	41.6										
14	0.00	0.00	14	100	41.6										
15	0.00	0.00	15	100	41.6										
16	0.00	0.00	16	100	41.6										
17	0.00	0.00	17	100	41.6										
18	0.00	0.00	18	100	41.6										
19	0.00	0.00	19	100	41.6										
20	0.00	0.00	20	100	41.6										
21	0.00	0.00	21	100	41.6										
22	0.00	0.00	22	100	41.6										
23	0.00	0.00	23	100	41.6										
24	0.00	0.00	24	100	41.6										
25	0.00	0.00	25	100	41.6										
26	0.00	0.00	26	100	41.6										
27	0.00	0.00	27	100	41.6										
28	0.00	0.00	28	100	41.6										
29	0.00	0.00	29	100	41.6										
30	0.00	0.00	30	100	41.6										
31	0.00	0.00	31	100	41.6										
32	0.00	0.00	32	100	41.6										
33	0.00	0.00	33	100	41.6										
34	0.00	0.00	34	100	41.6										
35	0.00	0.00	35	100	41.6										
36	0.00	0.00	36	100	41.6										
37	0.00	0.00	37	100	41.6										
38	0.00	0.00	38	100	41.6										
39	0.00	0.00	39	100	41.6										
40	0.00	0.00	40	100	41.6										
41	0.00	0.00	41	100	41.6										
42	0.00	0.00	42	100	41.6										
43	0.00	0.00	43	100	41.6										
44	0.00	0.00	44	100	41.6										
45	0.00	0.00	45	100	41.6										
46	0.00	0.00	46	100	41.6										

Figura 22. Perforación P4

5.1.2. Topografía del sitio

En la administración de la Planta de Tratamiento de Agua Potable ni en la Municipalidad se cuenta con registro de topografía realizada en el sitio con anterioridad. La topografía actual del proyecto obedece a la obtenida luego de que sucediera el deslizamiento de los taludes el pasado año 2015. Es por esto que uno de los objetivos de la investigación es determinar la topografía original según los datos con los que se cuenta en el proyecto. En la siguiente figura 23 se muestra la topografía de la Planta de Tratamiento luego de trabajada la zona con retroexcavador.

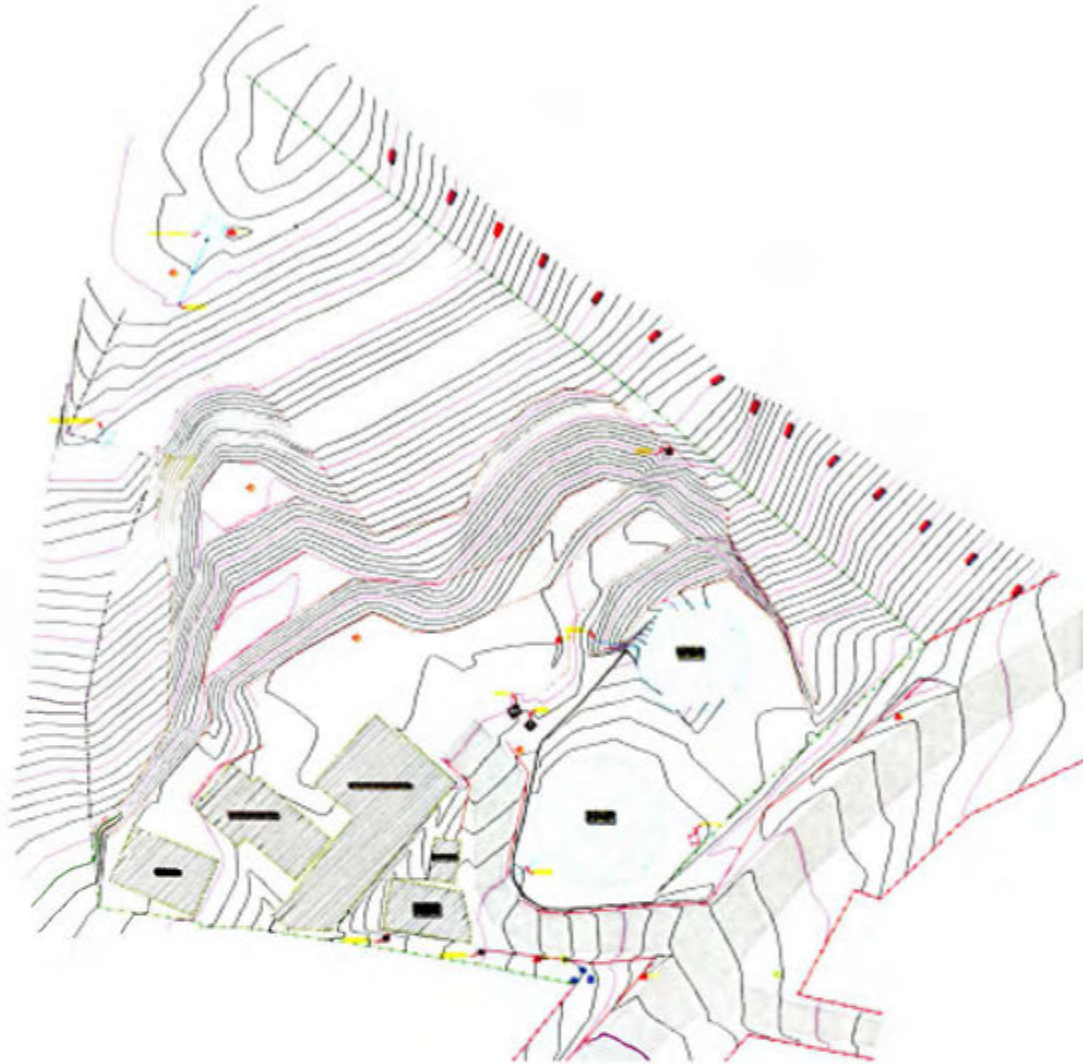


Figura 23. Topografía del Plantel.

A partir de las curvas de nivel obtenidas de la topografía realizada, se puede suponer lo que fue el talud en su versión original con ayuda de lo que se encuentra intacto en campo y ha sido levantado en la topografía, a partir de este ejercicio se logra identificar una proyección del talud original representado en la figura 24.

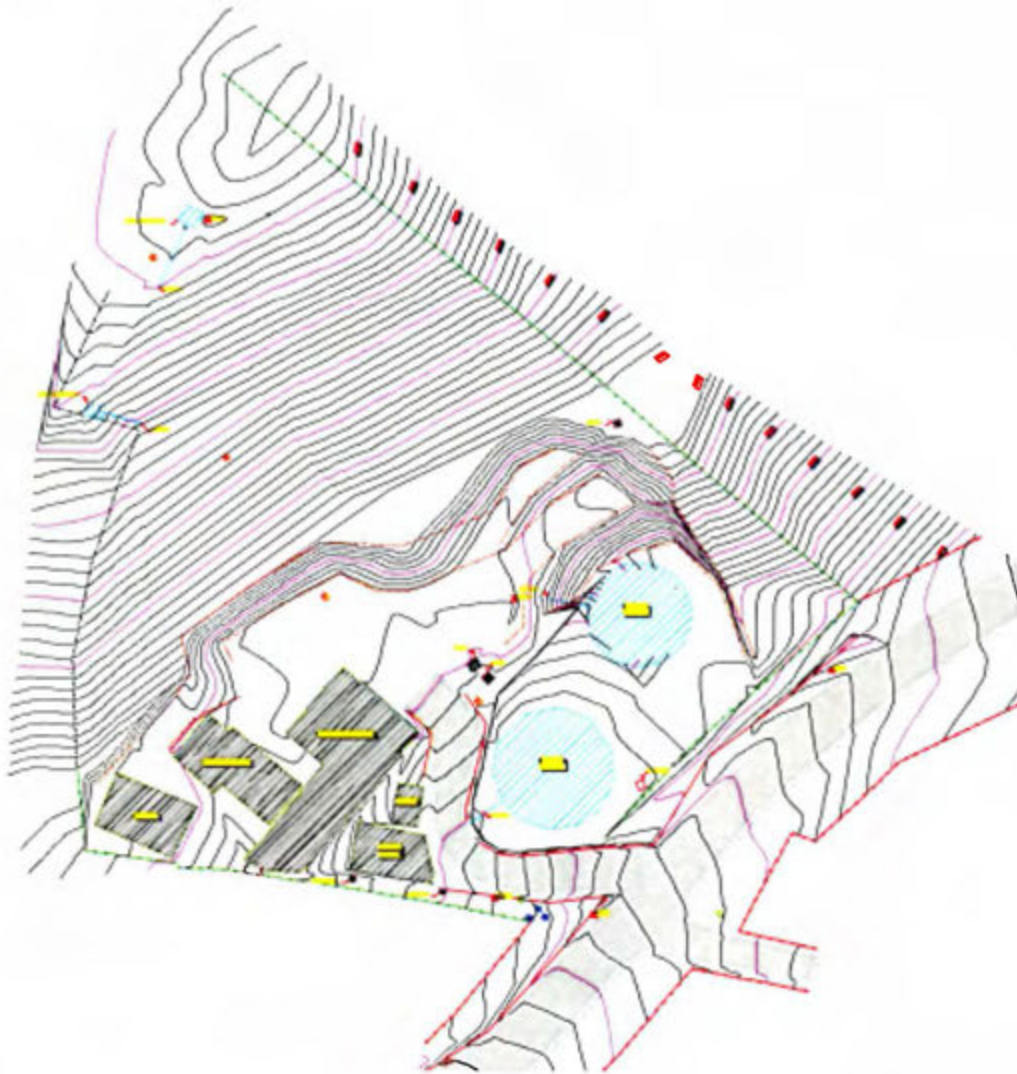


Figura 24. Proyección de la topografía original del Plantel.

Con dicha información es posible generar perfiles de los taludes tanto como se encuentra en la actualidad como lo que se proyecta es el talud original, como se muestra en la figura 25. En esta imagen se logra apreciar la superposición de los dos taludes y el área marcada como lo que fue producto del deslizamiento así mismo se indica el alcance de las perforaciones y los puntos en los que fueron llevados a cabo los ensayos.



Figura 25. Superposición del perfil crítico del talud, original y actual.

6. CAPITULO VI. ANÁLISIS DE LOS TALUDES.

6.1. Condiciones de análisis.

Para el análisis de los taludes se tomaron en cuenta dos condiciones. A partir de la topografía obtenida, tanto el medio actual como la proyección del talud original indicada en la figura 24, se trazó un perfil en ambos casos para ser analizada su estabilidad y la sensibilidad con respecto al nivel freático variable en el talud. En las siguientes dos figuras 26 y 27, se muestra los taludes graficados en el programa con el cual se realizó el análisis. (Programa utilizado: *Slide* programa que utiliza el método de Bishop simplificado para realizar los análisis de los sistemas).



Figura 26. Talud proyectado original



Figura 27. Talud actual

En las figuras 26 y 27 los colores utilizados para los materiales varían sin embargo, el segundo material de la figura 26 y el primer material de la figura 27 corresponden al mismo.

A partir de los resultados del estudio SPT de perforaciones en el sitio, se logra determinar 3 estratos diferentes en el talud: el primero corresponde a una arcilla arenosa, el segundo corresponde a una arcilla plástica y el último es el estrato duro de rebote el cual para efectos prácticos se denomina como roca. Para el análisis se determina las características y los datos de los materiales para el inicio de los cálculos presentados en la tabla 6, son obtenidos de correlaciones realizadas a partir del límite líquido y el índice de plasticidad de los materiales utilizando la tabla 4.8 del libro Correlaciones de Propiedades de Suelo y Roca en Ingeniería Geotécnica del autor Braja M. Das. Sin embargo según razonamientos a partir de los métodos de correlaciones de cohesión y fricción y basada en el libro Análisis y Diseño de Fundaciones de Joseph E. Bowles, se establece que los datos obtenidos a partir de correlaciones podrían ser inexactas debido a que el criterio para la determinación de los datos es muy subjetivo. Se inició el análisis con los siguientes datos:

Tabla 6. Características de los materiales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c : 15 kN/m ²	c : 45 kN/m ²	c : 15 kN/m ²
Φ : 11°	Φ : 10°	Φ : 35°

6.2. Proceso de análisis.

En la pasado invierno del 2015 la sección que fallo fue en el primer material es por esto que a través del programa se realizó la traza de la falla que se produjo en ese momento. Las condiciones y el evento fue tal que el talud se comportó de la siguiente manera, mostrado en la figura 28.

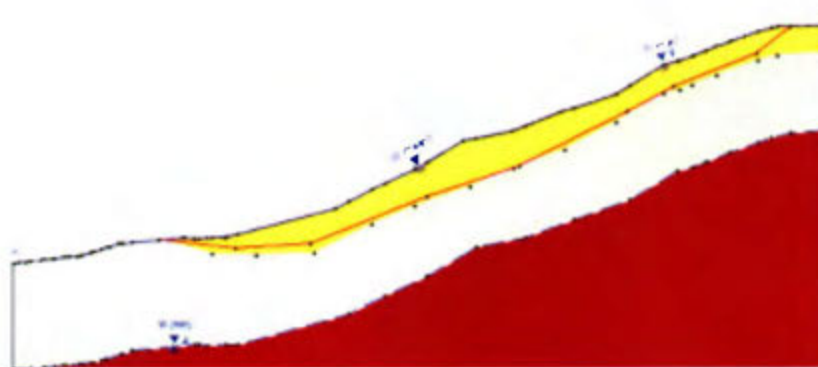


Figura 28. Falla real ocurrida en el talud.

De la imagen anterior se logra observar que la falla ocurrida cruza únicamente por el material 1, esto se logró determinar a partir del ensayo SPT realizado y comparado con la proyección original del terreno.

Variando los datos de cohesión y fricción de los estratos 1 y 2, a su vez variando el nivel freático se obtiene los parámetros de falla según sucedió.

Se presenta en la siguiente figura 29 el análisis del sistema, se varía los datos del material 1 y 2 debido a que con las condiciones establecidas como propiedades iniciales en la tabla 6 no ocurre la falla con esas características (aún el FS es mayor a 1). Por lo tanto para que la condición de falla se presente en ese rango se deben alterar los parámetros iniciales del material 2, y variando las condiciones geomecánicas del suelo. Para que se muestre la falla se determina que con una cohesión de 12.5 KN/m² y 10° de fricción el material falla y demuestra un FS de 0.978.

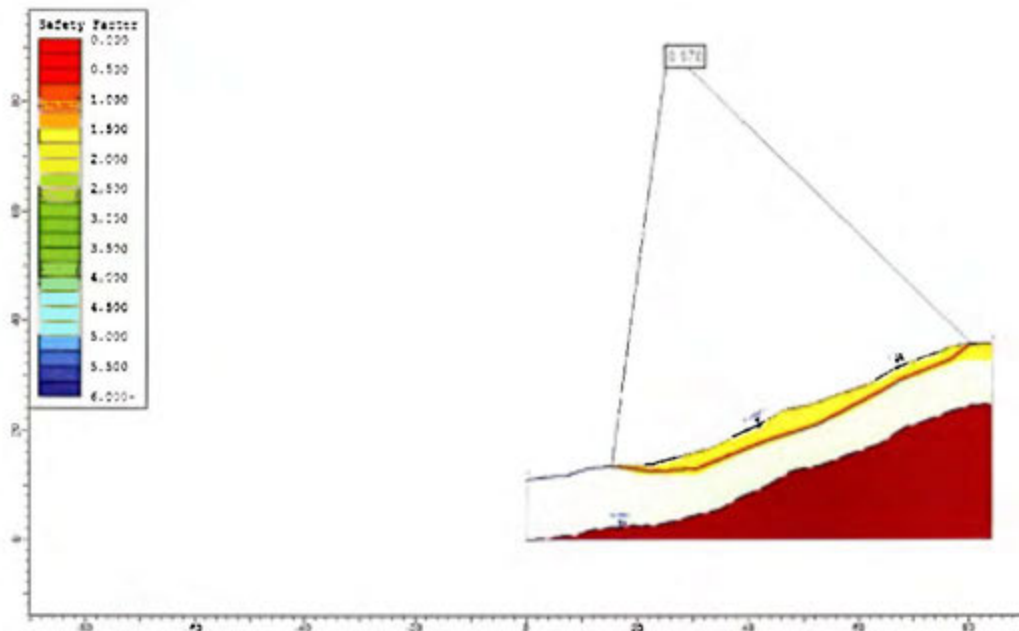


Figura 29. Análisis de la falla real ocurrida en el talud.

Para la figura 30 se muestra el análisis de sensibilidad de los materiales, para la falla trazada según la figura 28, a partir de varias iteraciones se logra identificar las propiedades aproximadamente correctas para el talud mostrado. Se muestra en la figura 30 la variación obtenida según sensibilidad de las condiciones geomecánicas.

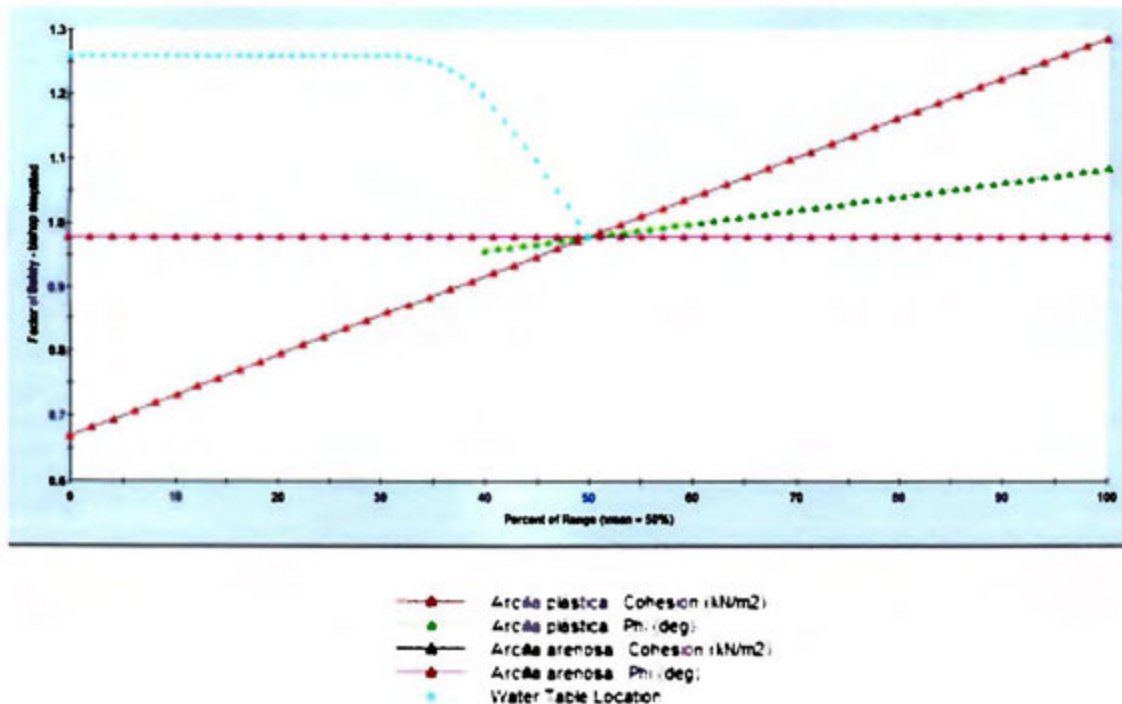


Figura 30. Análisis de sensibilidad de los materiales con el agua al 80%.

Como ejercicio aparte se decide realizar y analizar la falla que el programa interpreta como la posible en el talud es por esto que se genera a continuación una iteración de datos para obtener las condiciones aproximadamente correctas y corroborarlas con las que se obtuvo del análisis anterior.

Una vez ingresados y procesados los datos en el programa se realizan los análisis de los taludes. En la figura 31 se presenta el análisis del talud proyectado como original. Se analiza sin agua para identificar las condiciones iniciales originales sin la influencia del nivel freático, comportamiento que presenta en la época de verano, para lo cual se obtiene un FS: 1.12, lo cual significa que el talud se encuentra estable.

Según el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica de la Asociación Costarricense de Geotecnia se establece que para calificar un talud como estable debe contar con un factor de seguridad igual o mayor a 1, por lo tanto el talud como es de esperar se comporta estable sin la presencia de nivel freático.

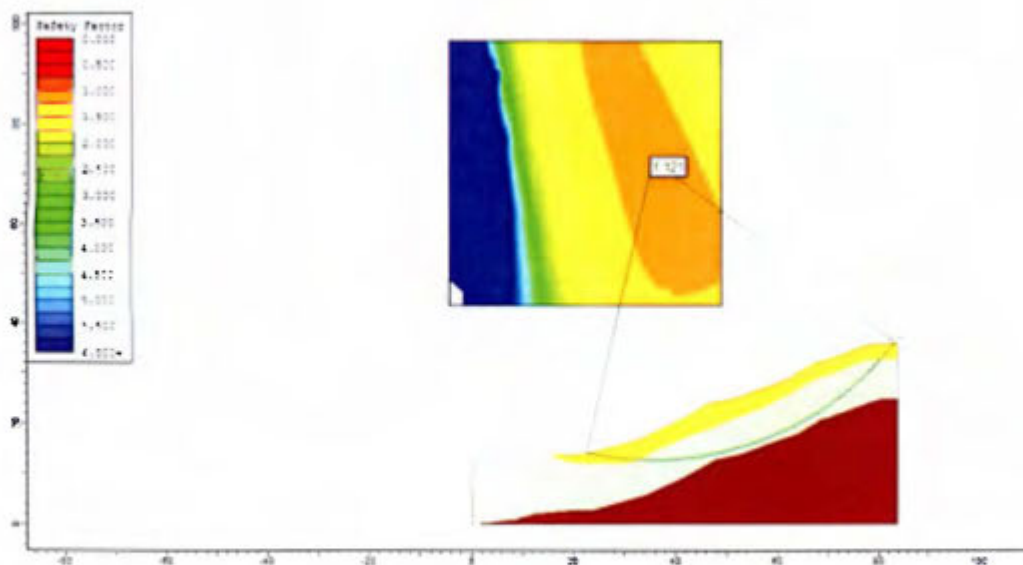


Figura 31. Modelo original sin agua.

En la siguiente figura 32 se presenta la variación de la sensibilidad de los materiales a la cohesión y a la fricción en un rango de +/- 5 del nivel supuesto inicialmente esta variación es realizada sin la presencia de nivel freático en el análisis.

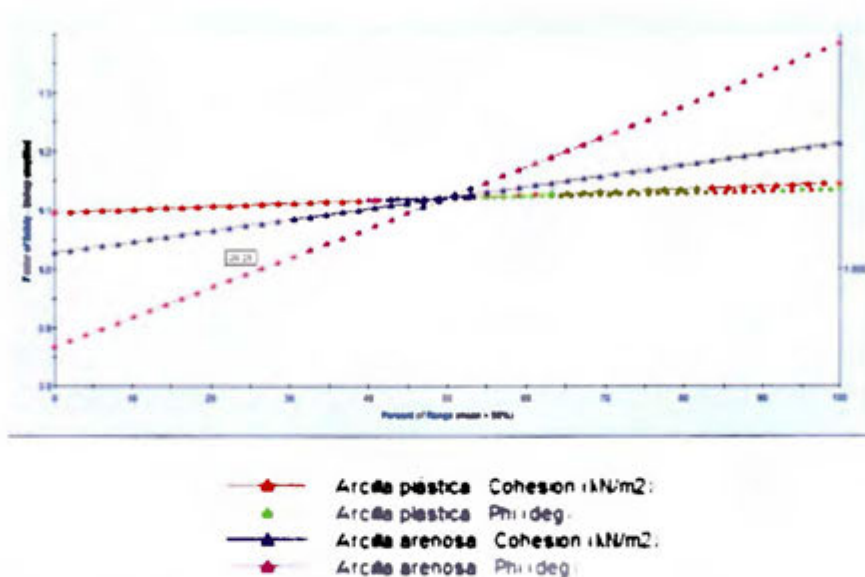


Figura 32. Sensibilidad del modelo original.

Para el siguiente análisis se incorpora el Nivel Freático al talud, ubicando el nivel inicialmente en el 10% del material 2, a partir de este rango se inicia a variar la posición

del nivel freático con el fin de verificar como los materiales se comportan con el incremento y así lograr identificar en cuanto porcentaje de saturación del terreno tiende a desestabilizarse el talud. Para los análisis se toman las posiciones más críticas para la ubicación del nivel freático mínimo y máximo, por lo tanto el nivel mínimo se ubica en la base del segundo material y el máximo en la tope del talud. A partir de estos dos puntos es que se varía la posición del nivel de análisis. Para la condición del 10% según se muestra en la figura 33 un FS: 1.117 lo que indica que el talud es estable, o sea no se ha producido falla.

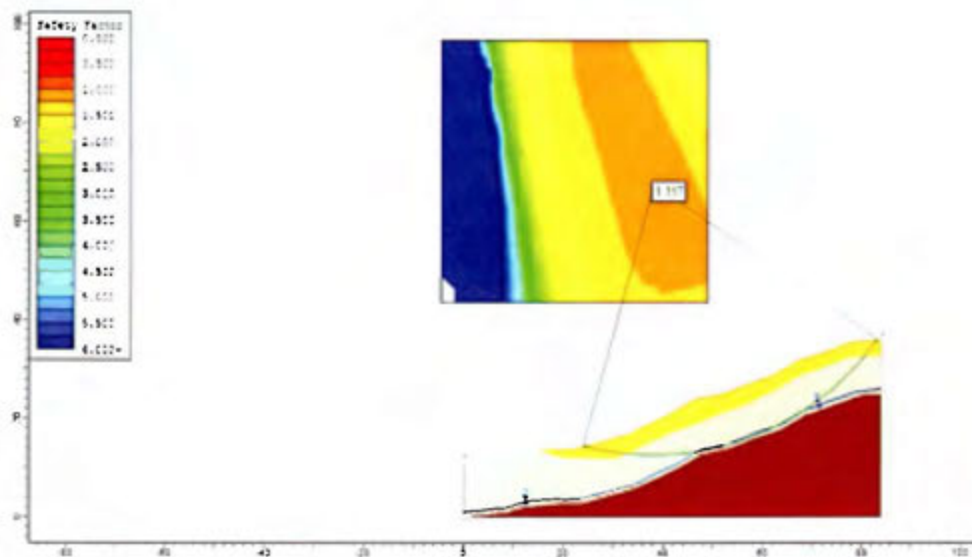


Figura 33. Modelo original con NF al 10%.

El siguiente análisis (figura 34) se realiza en el talud con un nivel freático ubicado al 30% para lo cual se obtiene que aún sigue siendo estable con un FS: 1.06, no se ha producido falla.

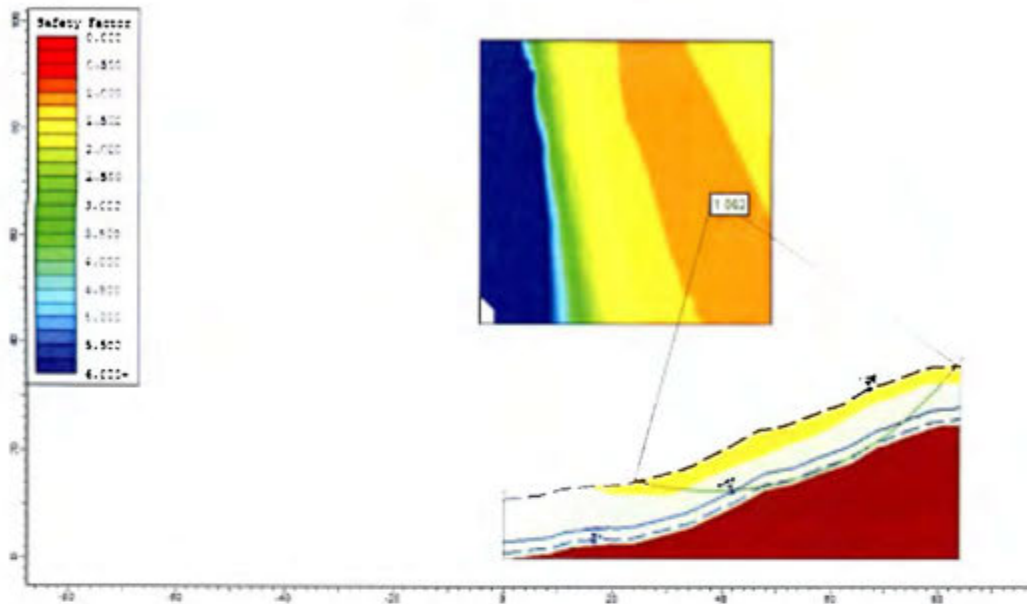


Figura 34. Modelo original con NF al 30%

En la figura 35 se ubica el nivel freático al 40% se obtiene que aún sigue estable con un FS: 1.02, no se ha producido falla.

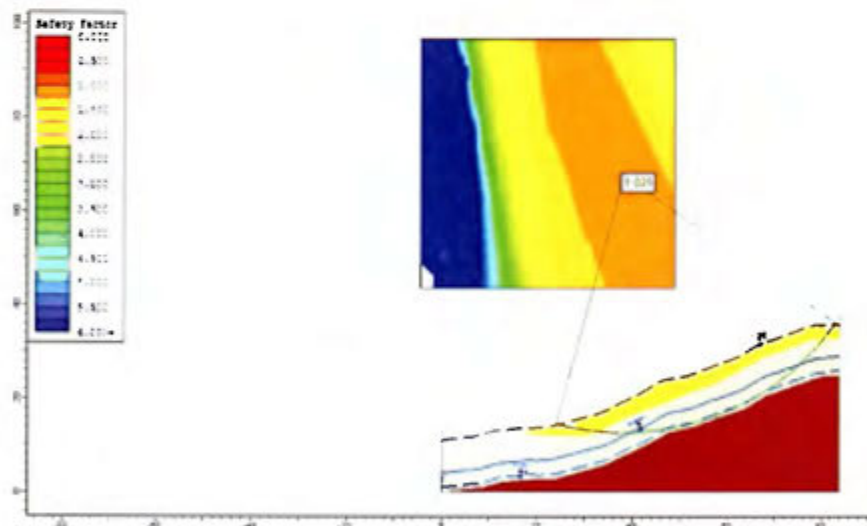


Figura 35. Modelo original con NF al 40%

Para la figura 36 se continua la iteración utilizando el mismo ejercicio en este caso se posiciona el nivel freático en el 50% del material, para esta condición se obtiene que el talud presenta un FS: 0.98, según el Código de Taludes y Laderas de Costa Rica un talud con un factor de seguridad menor a 1 se determina como un talud inestable, por lo tanto a

partir de este momento se obtiene que el talud es inestable y puede producir cualquier falla.

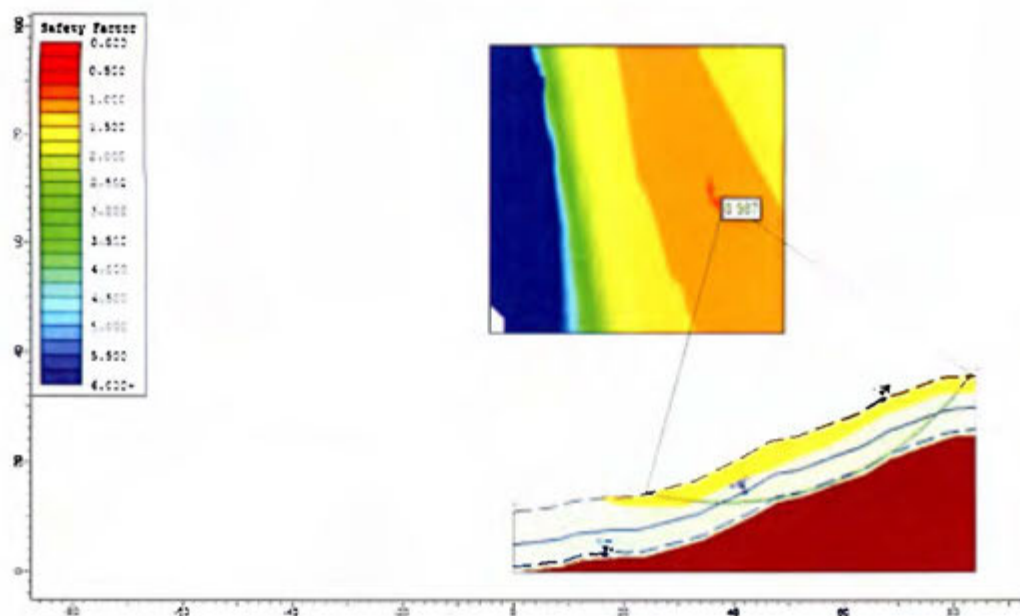


Figura 36. Modelo original con NF al 50%

En la figura 37 se presenta la variación de la sensibilidad del talud cuando ha fallado con respecto al nivel freático, se muestra la cohesión, la fricción y el nivel freático. Como resultado se establece que a partir de un 47% de saturación en el talud se produce una inestabilidad, lo que quiere decir que a partir de 47% de saturación el factor de seguridad del terreno es menor a lo establecido por Código, es decir menor a 1.

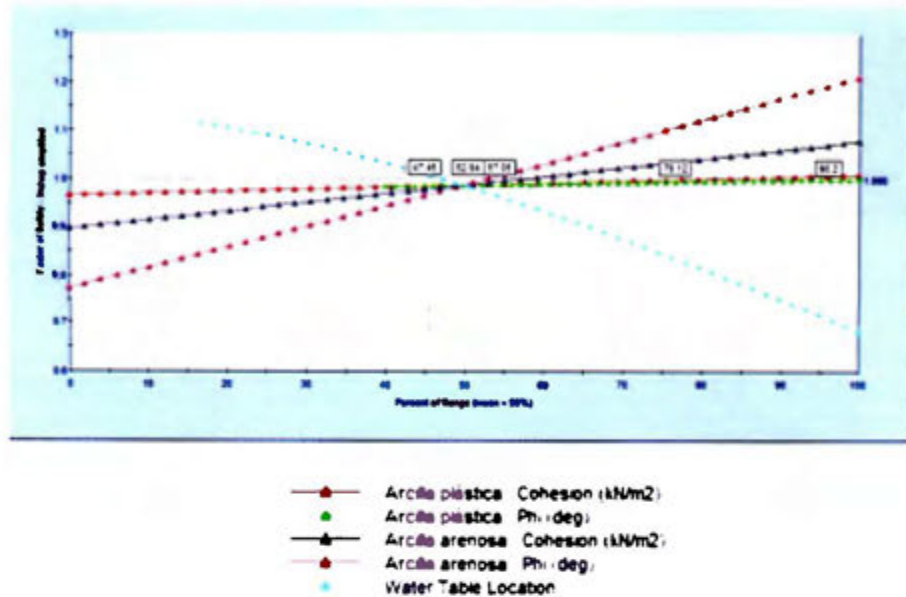


Figura 37. Sensibilidad del modelo original cuando hay falla.

De la anterior figura se logra evidenciar que la cohesión y la fricción del material 1 (arcilla arenosa) se mantiene muy estable a la variación en el rango establecido por lo tanto se infiere que los datos proporcionados al inicio corresponden a los que más se aproxima a ser los correctos del material, sin embargo esto no es lo que sucede con el material 2 por lo tanto se procedió hacer la variación de las características geomecánicas de este material para lograr encontrar una estabilidad en el mismo.

A continuación se incluyen varias figuras de falla de las combinaciones utilizadas, cabe destacar que existen millones de combinaciones posibles para realizar y probar es por esto que para efectos de representación de los análisis se indican unos cuantos y no la totalidad de los realizados.

En el siguiente análisis se utiliza una combinación de cohesión de 15 kN/m² y una fricción de 20°. En la figura 38 se muestra la falla y en la figura 39 se muestra la sensibilidad del material que se presenta muy variante.

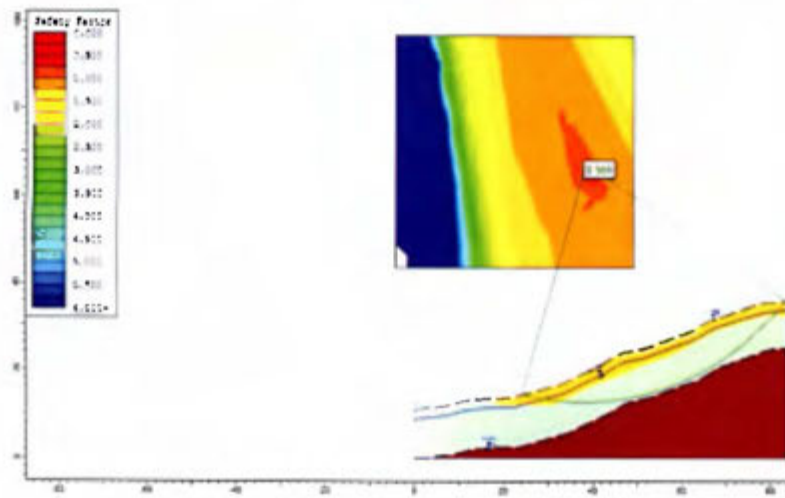


Figura 38. Modelo de falla

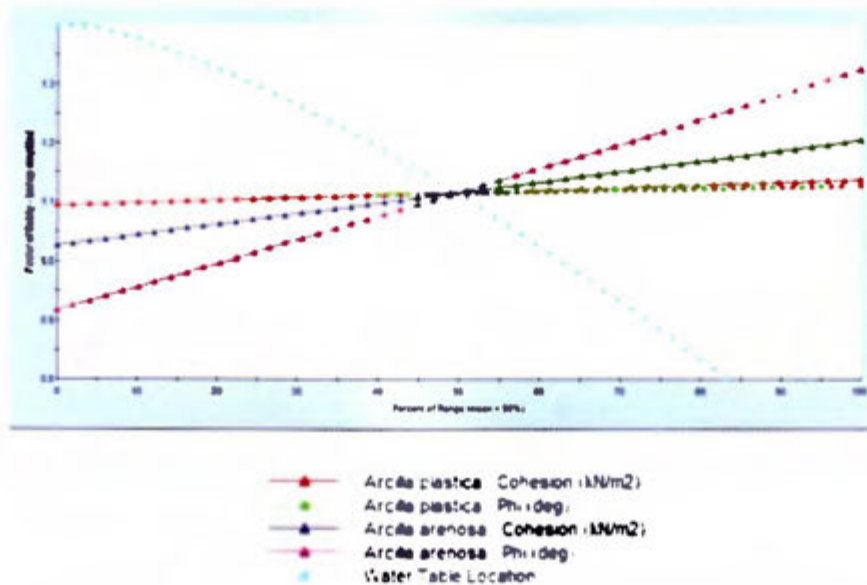


Figura 39. Modelo de sensibilidad.

En el siguiente análisis se utiliza una combinación de cohesión de 20 kN/m^2 y una fricción de 30° . En la figura 40 se muestra la falla y en la figura 44 se muestra la sensibilidad del material que se presenta muy variante.

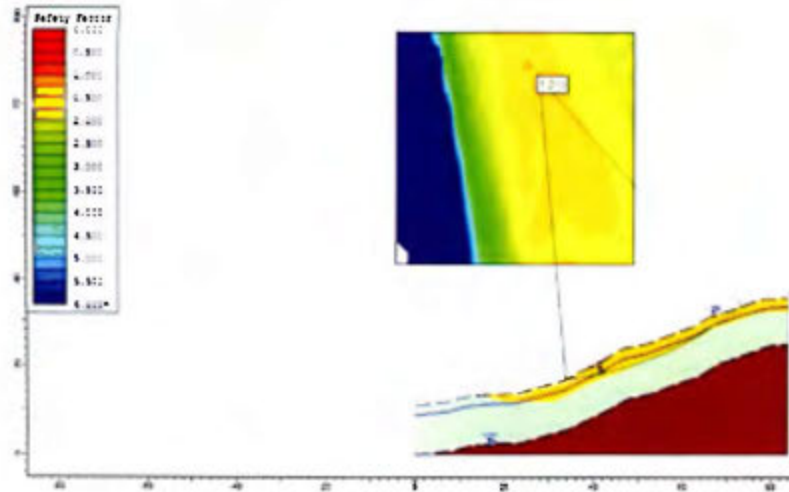


Figura 40. Modelo de falla

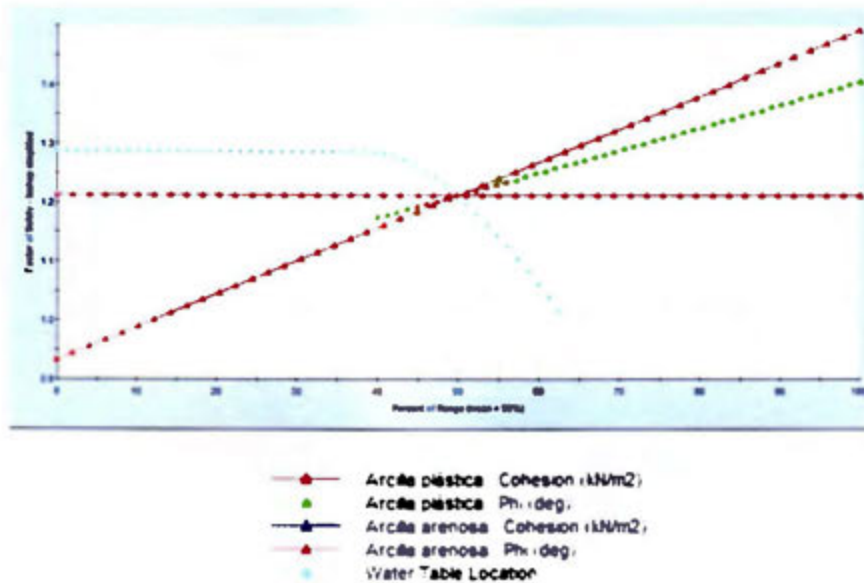


Figura 41. Modelo de falla

Para el siguiente análisis se utilizaron valores altos para observar el comportamiento del material por lo tanto en la figura 442 se analiza el comportamiento para datos de cohesión de 35 kN/m^2 y una fricción de 35° . En la imagen 43 se identifica la sensibilidad y se denota que los valores son inestables.

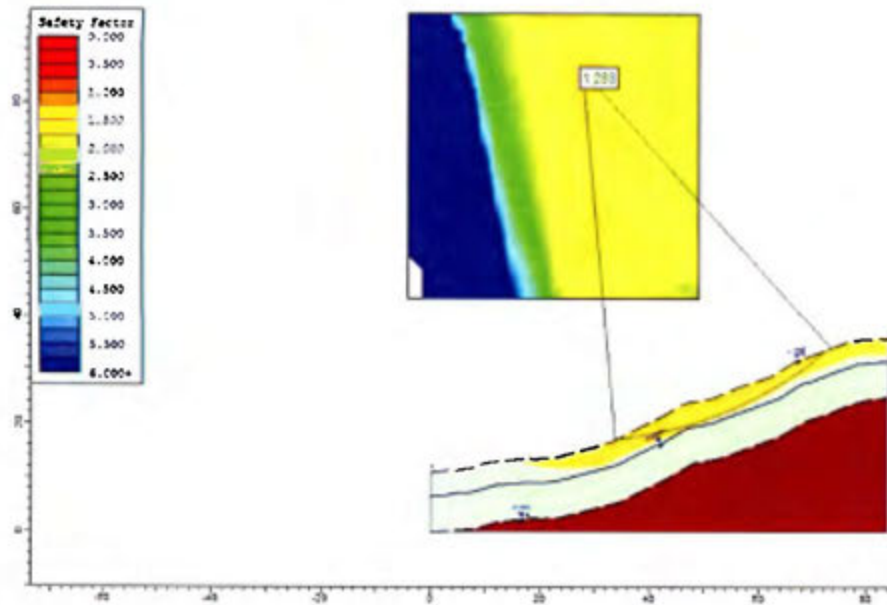
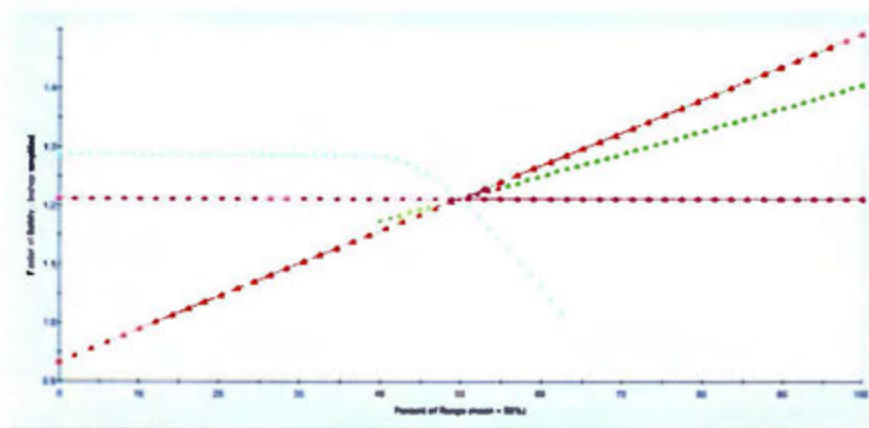


Figura 42. Modelo de falla



- Arcilla plastica Cohesion (kN/m²)
- Arcilla plastica Φ (deg)
- Arcilla arenosa Cohesion (kN/m²)
- Arcilla arenosa Φ (deg)
- Water Table Location

Figura 43. Modelo de falla

Luego de las múltiples iteraciones realizadas en el sistema de estudio, se encontró la combinación que establece una variación en sensibilidad pequeña que para efectos del estudio establece los parámetros geomecánicos correctos de los materiales del talud. En la figura 44 se presenta el modelo con el nivel freático final requerido para que ocurra la

falla según las condiciones obtenidas para lo cual se requiere de aproximadamente un 80% de saturación del terreno para que ocurra la falla.

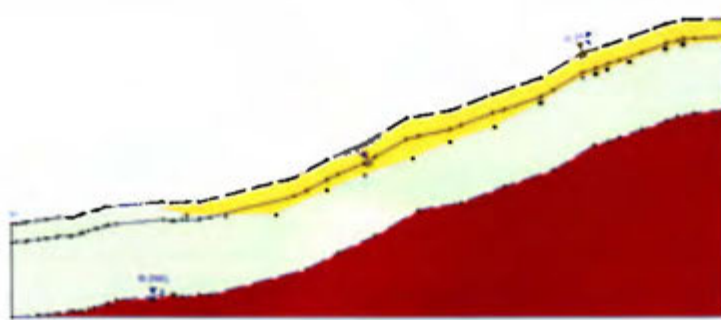


Figura 44. Modelo final con el nivel freático determinado al 80%.

Se analizó el material como se menciona en la sección anterior y se obtiene que aproximadamente al 80% de saturación de terreno ocurre falla en el talud presentado un factor de seguridad de 0.95. En la figura 45 se presenta la zona de falla y el factor de seguridad obtenido

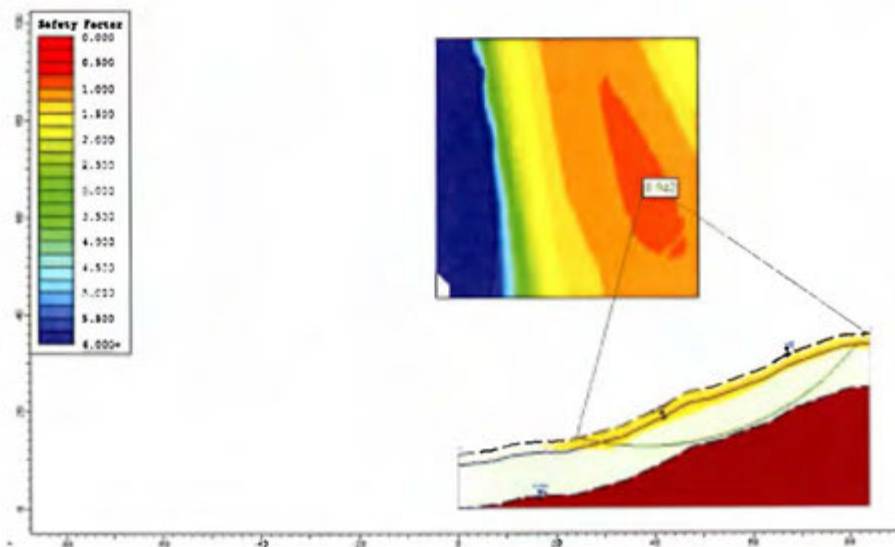


Figura 45. Falla del modelo con nivel freático al 80%.

A partir de la información anterior se genera el cuadro de sensibilidad de los materiales incluida la presencia el nivel freático, como se observa en la figura 46 los materiales con las características geomecánicas que poseen tiene un comportamiento menos variable

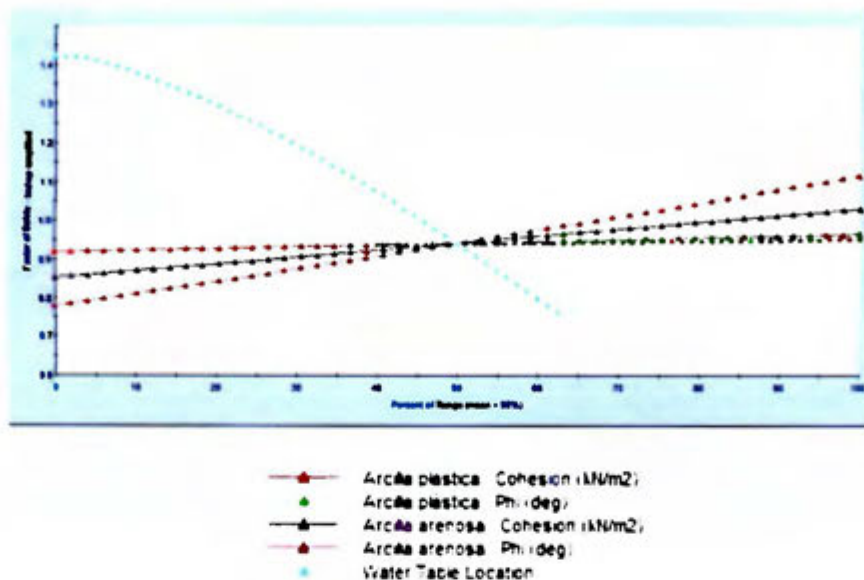


Figura 46. Modelo de sensibilidad final

Los datos obtenidos de cohesiones y fricciones finales son los indicados en la tabla 7 indicados para cada material encontrado en el análisis.

Tabla 7. Características de los materiales reales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c: 12.5 kN/m ²	c: 40 kN/m ²	c: 15 kN/m ²
Φ : 10°	Φ : 8°	Φ : 35°

A partir de la información anterior, todos los análisis y las figuras de fallas calculadas para el talud de la Planta de Tratamiento de Agua Potable, infieren que se puede producir una falla mayor que cruza por estrato dos o segundo material tal y como se muestra en la figura 45.

Como último análisis se trabaja con el talud como se encuentra en la actualidad con un par de terrazas y movimientos de tierra para intentar generar una estabilidad hasta no tanto la Municipalidad logra una contratación para la construcción de una solución en el talud. Se analiza para determinar en esas condiciones hasta cuando el talud será estable.

De lo anterior obtenemos la figura 47 donde se le incorpora un nivel freático al 50% y su comportamiento es estable con un FS de 1.02

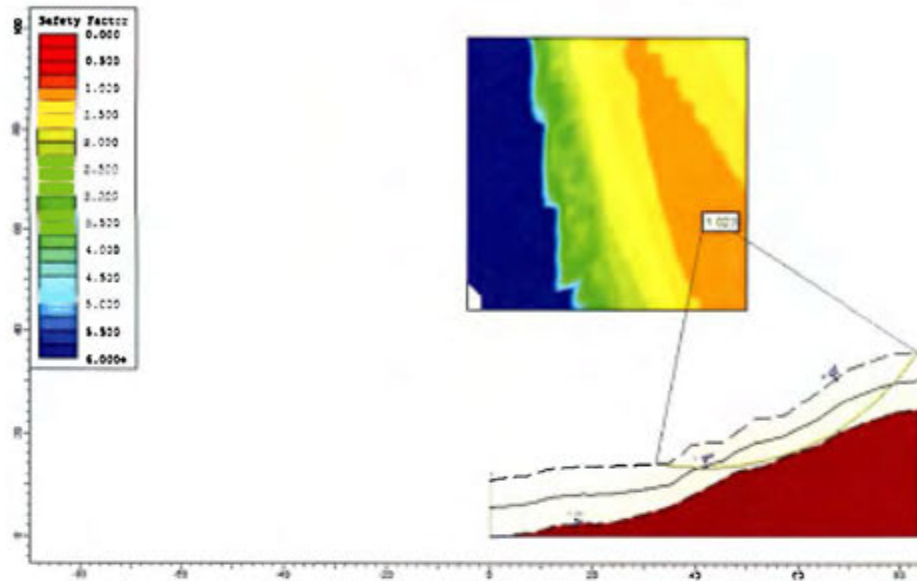


Figura 47. Análisis de talud actual con NF al 50%.

Se varía el nivel freático del talud y se le aumenta a un 55% para el cual bajo estas condiciones el talud presenta falla, su factor de seguridad es de: 0.991 si aumentara a un 60% el FS es de 0.957, como se indica en la figura 48.

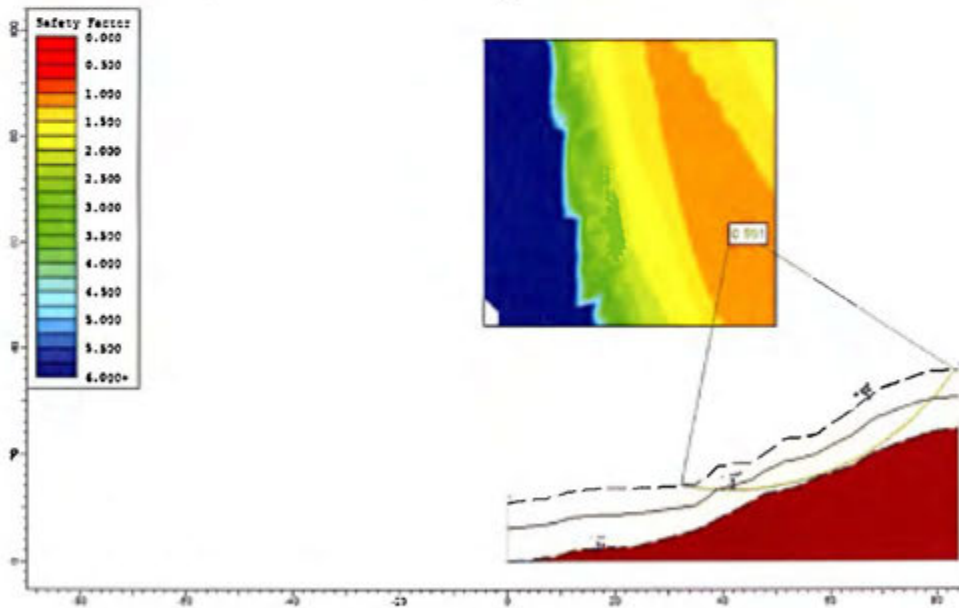


Figura 48. Análisis de talud actual con NF al 55%.

7. CAPITULO VII. RESULTADOS

Desde el punto de vista de la mecánica de materiales, se puede decir que los cambios en el esfuerzo total en un suelo pueden producir deformaciones extremas o inconvenientes que se manifiesten como movimientos e inestabilidad del terreno. Los cambios de este tipo generalmente son causados por la sobrecarga de una cimentación o por cortes de taludes. No resulta tan claro, que los movimientos o inestabilidad del terreno puedan ser causados también por cambios en la presión de poro. Las laderas inestables pueden fallar y deslizarse después de una lluvia muy intensa o de larga duración porque la presión de poro se incrementa como consecuencia de la infiltración del agua dentro del suelo de la ladera. Caso representativo es el de estudio en este proyecto de investigación.

De las 4 perforaciones realizadas en la zona de trabajo se logra identificar que en el talud existen 3 tipos de material el identificado como material 1: es una arcilla arenosa por clasificación SUCS se determina como un MH, el material 2: es una arcilla plástica por clasificación SUCS se define como CH y el último material es de consistencia dura y está ubicado en la parte inferior, el mismo se clasifica como roca.

A partir de las iteraciones se obtuvo que los materiales pueden comportarse de muchas maneras como combinaciones hay, se debe encontrar las combinaciones aproximadamente correctas donde los materiales se comporten más establemente. En la tabla 8 se indica las que se obtuvieron en este estudio.

Tabla 8. Características de los materiales reales- finales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c: 12.5 kN/m ²	c: 40 kN/m ²	c: 15 kN/m ²
Φ : 10°	Φ : 8°	Φ : 35°

Se logra establecer que si ocurriera nuevamente un evento como el ocurrido en el paso invierno del 2015 con gran intensidad en las lluvias, duraciones prolongadas y una condición de saturación del talud hasta un nivel del 55%, el talud nuevamente fallaría poniendo en riesgo la Planta de Tratamiento de Agua Potable, los tanques que almacenan el agua y su suministro a las comunidades aledañas. Esta situación de no trabajarse con un sistema de solución geotécnica a tiempo y con las condiciones actuales del terreno.

Se logra obtener la topografía original del terreno antes de fallar por deslizamiento rotacional, a partir de este aporte se logra levantar un perfil a lo largo de donde se realizaron las perforaciones y con este insumo se logra iniciar para trabajar en el retro análisis del talud estudiado.

8. CAPITULO VIII. CONCLUSIONES

Se obtiene que el material predominante presente en el talud es muy plástico y es el que va a regir el comportamiento, por lo tanto no proporciona condiciones adecuadas para una estabilidad sin requerir de ayuda como una construcción o solución de estabilización.

El mecanismo de falla ocurrido en el talud es el deslizamiento rotacional que comúnmente se logra identificar por producir fallas tipo cuchara. Esto se logra visualizar en todos los análisis de falla presentados las figuras del programa y en la figura 34 donde se realizó una superposición de las dos topografías, la actual en campo y la proyectada como original.

El comportamiento geomecánico de los materiales indica que la cohesión del material 1 se comportó similar a como se conoció en la zona (según estudios realizados con anterioridad) y el material 2 varía las condiciones dando como resultado los siguientes datos (indicados previamente en la tabla 7 y 8). Es por esto que para dicho material hubo que realizar reiteradas iteraciones para lograr identificar el dato más exacto de como realmente se comporta geomecánicamente.

Tabla 9. Características de los materiales reales- finales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c: 12.5 kN/m ²	c: 40 kN/m ²	c: 15 kN/m ²
Φ : 10°	Φ : 8°	Φ : 35°

Se logró proyectar a partir de la topografía disponible el talud según original identificando las características iniciales del talud antes de fallar. Lo cual permitió hacer el perfil de estudio y realizar el *Back Analysis* para lograr determinar las características mencionadas en la tabla 8.

De los análisis realizados en el talud en su condición actual se obtiene que es y será una estructura inestable por mas cortes de terrazas que se trabajen en el mismo, por lo tanto de no construirse ninguna solución geotécnica el talud es propenso a fallo nuevamente si se satura más del 55%. Situación que es muy factible de suceder ya que estamos nuevamente en época de invierno y el talud no cuenta con ninguna solución.

9. CAPITULO IX. RECOMENDACIONES

Es de entender que el actuar municipal es lento y el presupuesto es escaso más cuando se trata de obras tan costosas para generar una correcta estabilización del talud. Por lo tanto mientras se logra obtener presupuesto para la construcción de una obra mayor en el talud, es recomendable en el talud realizar cortes en donde se genere una estabilidad en las laderas para evitar el deslizamiento debido a lluvias que se puedan presentar.

Se recomienda realizar trabajos mayores de estabilización con anclajes en el talud y la cobertura con concreto lanzado para evitar la erosión de los materiales presenten en la zona. Se entiende que son trabajos muy costosos por lo tanto no son de contratación rápida para intervenir el talud.

Como tercera recomendación de intervención se puede hacer la construcción de una impermeabilización general del talud y construcción de cunetas para recibir las aguas y escurrirlas de manera correcta y no generar la saturación del terreno para evitar posibles fallas en el talud.

10. CAPITULO X. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Ing. Hernán Gavilanes J., M.Sc . Asociación de ingenieros de minas del Ecuador. Tema: parámetros geotécnicos y estabilidad de taludes.
2. http://www.aimecuador.org/capacitacion_archivos_pdf/Estabilidad_de_taludes.pdf
3. Ensayo de Penetración Normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido, Instituto Nacional de Vías Norma ASTM D-1586. ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones_Normas_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-111-07.pdf
4. Guías Costa Rica, Aserri 2016 <http://guiascostarica.com/aserril>
5. Álvaro F. De Matteis. Estabilidad de taludes. Universidad Nacional de Rosario. 2003
6. <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf>
7. Norly Belandria. Grupo de investigación en geología aplicada. Universidad de Los Andes
8. http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/nbelandria/materias/geotecnia/cinematica_de_estabilidad.pdf
9. Jordi Corominas. Tipos de rotura en laderas y taludes. Universidad Politécnica de Cataluña. <http://www2.etcg.upc.edu/asg/talussos/pdfs/clasificaciondeslizamientos.pdf>
10. Jaime Suarez. Análisis de Estabilidad. Paper, Análisis Geotécnico de Estabilidad. Deslizamientos. Edición 1
11. Braja M. Das, Henderson, USA (2016). Correlaciones de Propiedades del Suelo y Roca en Ingeniería Geotécnica. Springer New Delhi Heidelberg, Londres.
12. Joseph E. Bowles, P.E., S.E..(1997) Análisis y Diseño de Fundaciones.5ta Edición. The McGraw-Hill Companies, Inc.USA

13. Arellano Rodrigo, Bielefeldt Javier, Correo Dennys, Análisis de taludes mediante ensayos y análisis de fallas. Paper.
14. IMNSA ingenieros Consultores S.A, (2016). Estudio geotécnico para determinar capacidades mecánicas en el Plantel – Acueducto Municipal. Costa Rica
15. Walsh, Michael J. (2003). Estabilidad de Taludes. USA
<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/>.

Tabla de contenidos

Resumen.....	iii
Listas de Tablas.....	iv
Listas de Figuras.....	v
Listas de Ecuaciones.....	vii
1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Problema.....	1
1.3. Objetivos de la investigación.....	2
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivos específicos.....	2
1.4. Importancia.....	3
1.5. Alcances y limitaciones.....	3
1.5.1. Alcances.....	3
1.5.2. Limitaciones.....	3
1.6. Metodología.....	4
2. CAPITULO II. SUELO REFORZADO.....	5
2.1 Estructuras de suelo reforzado.....	5
2.2 Historia de los sistemas de refuerzo.....	6
2.3 Características generales del suelo reforzado.....	7
2.4 Propiedades Mecánicas de los sistemas de suelo reforzado.....	9
2.5 Metodología de diseño de los muros de suelo reforzado.....	11
2.6 Determinación del empuje.....	14
2.7 Método de construcción.....	16
2.8 Geotextiles y geomallas.....	19
2.8.1 Clasificación y composición de los tipos de geosintéticos.....	20
2.8.2 Clasificación según el método de fabricación.....	21
2.8.2.1 Geotextiles no tejidos:.....	22
2.8.2.2 Geotextiles tejidos:.....	23
2.8.2.3 Geotextiles tricotados:.....	23
3. CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO.....	24

3.1	Localización.....	24
3.2	Geología	25
3.3	Geomorfología	27
3.4	Perfil de perforaciones.....	29
3.4.1	Descripción de las perforaciones.....	31
3.5	Topografía del sitio.....	35
3.6	Modelo geomecánico.....	36
4.	CAPITULO IV. DISEÑO DEL SUELO REFORZADO.....	39
4.1	Análisis y proceso de determinación de diseño.	39
4.2	Proceso de diseño de solución geotécnica.....	40
5.	CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	50
5.1	Conclusiones.....	50
5.2	Recomendaciones.....	51
6.	CAPITULO VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	52
7.	CAPITULO VII. ANEXOS.....	53

Resumen

El objetivo primordial de este estudio es diseñar la solución geotécnica para los taludes de la Planta de Tratamiento de agua potable ubicada en Aserri Centro por medio del diseño de un suelo reforzado con paramento verde. Esta Planta abastece las comunidades de Aserri Centro y Salitrillos.

Estos taludes sufrieron un deslizamiento comprometiendo el funcionamiento de la Planta de Agua Potable y el abastecimiento a las comunidades cercanas, provocado por la saturación en los terrenos debido a la cantidad de lluvia caída en periodos cortos e intensidad importante experimentada en el pasado invierno del 2015. Condición que se mantiene en la época de invierno, que podría generar como consecuencia un nuevo deslizamiento de no implementarse una solución geotécnica idónea.

Como parte de la investigación se determinará los tipos de muro de suelo reforzado con paramento verde, metodologías de construcción, así como los tipos de geomallas utilizadas para estas soluciones y la versatilidad, características y diferentes funciones que poseen. Lo anterior es de suma importancia para lograr identificar las mejores opciones para el diseño correcto de la solución según la necesidad presente en el sitio.

Adicionalmente se pretende diseñar y elaborar los planos para la solución geotécnica de los taludes a partir del análisis de los mismos, teniendo como insumo el modelo geo mecánico que represente de la mejor manera la realidad del sitio y con la ayuda de un programa de cómputo que facilite el análisis de la solución y la verificación de su funcionamiento correcto.

Listas de Tablas

Tabla 1.....	36
Tabla 2.....	49

Listas de Figuras

Figura 1.....	6
Figura 2.....	9
Figura 3.....	11
Figura 4.....	12
Figura 5.....	12
Figura 6.....	12
Figura 7.....	17
Figura 8.....	17
Figura 9.....	20
Figura 10.....	21
Figura 11.....	23
Figura 12.....	23
Figura 13.....	24
Figura 14.....	26
Figura 15.....	29
Figura 16.....	29
Figura 17.....	34
Figura 18.....	35
Figura 19.....	36
Figura 20.....	37
Figura 21.....	38
Figura 22.....	40
Figura 23.....	41
Figura 24.....	42
Figura 25.....	43
Figura 26.....	43
Figura 27.....	44
Figura 28.....	44
Figura 29.....	45
Figura 30.....	45
Figura 31.....	46
Figura 32.....	47

Figura 33.....	47
----------------	----

Listas de Ecuaciones

Ecuación 1.....	10
Ecuación 2.....	13
Ecuación 3.....	14
Ecuación 4.....	14
Ecuación 5.....	14
Ecuación 6.....	15
Ecuación 7.....	15
Ecuación 8.....	15

1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Antecedentes

Para el abastecimiento del recurso hídrico en el cantón de Aserri específicamente a los distritos: Aserri Centro y Salitrillos, se ha construido la Planta de Tratamiento de agua potable a 1.1 kilómetros del centro de Aserri, misma que posee más de 50 años de operar. Debido al creciente número de población en los distritos, se ha tenido que modernizar y extender la Planta Potabilizadora concluyéndose estos trabajos a finales del año 2015. Con dichos trabajos se alcanza un mayor de abastecimiento del recurso hídrico y la mejora del proceso de captación y potabilización del agua.

Debido al cambio climático experimentado en Aserri en los últimos años, se ha presentado épocas de sequía y escasez de agua, en el verano en contraposición de la época de invierno donde se producen fuertes aguaceros suscitados en lapsos cortos y en pocos días, que ocasiona la saturación de los terrenos, taludes y laderas a lo largo de todo el cantón. Lo anterior genera una mayor vulnerabilidad a desastres en las comunidades tales como incomunicación de poblaciones debido a deslizamientos de laderas y cierre de vías, cabezas de agua que ocasionan destrucción de pueblos, inundación de centros comunales, escuelas y colegios rurales, desestabilización de taludes, entre otros.

La atención de estas emergencias provocadas por estos eventos naturales y brindar la solución, ha sido responsabilidad de la Municipalidad del cantón en conjunto (en muchas ocasiones) con la Comisión Nacional de Atención de Emergencias y Prevención de Desastres (CNE). Estas dos entidades realizan la atención de emergencias, movimientos y limpieza en taludes y caminos, cambios en los cauces de los ríos, construcción de obras de mitigación y prevención de desastres para el fortalecimiento de las comunidades después de estos eventos desafortunados.

Para la comunidad y las instalaciones de la Planta de Tratamiento la afectación no fue mayor sin embargo los taludes cercanos colapsaron debido a las lluvias presentadas, estos sufrieron un colapso total.

1.2. Problema

En consecuencia de los eventos climatológicos ocurridos en el cantón de Aserri, los taludes aledaños a la Planta de Tratamiento de agua potable en Aserri Centro, se saturaron provocando el colapso de los mismos y poniendo en riesgo las nuevas instalaciones en proceso de construcción para mejorar la calidad del servicio brindado, así como los tanques

de almacenamiento de agua potable y las viviendas y los comercios cercanos a la Planta.

Debido a los hechos ocurridos, la Municipalidad de Aserri con ayuda de la CNE, ingresó al sitio una pala retroexcavadora para realizar trabajos de remoción del material deslizado y el terraceado del talud para generar una estabilización en los mismos y prevenir un nuevo deslizamiento de manera momentánea.

Con este trabajo de investigación se pretende diseñar una solución de estabilización definitiva y efectiva para atender los taludes afectados y mitigar cualquier eventualidad que podría volver a ocurrir de no atenderse la necesidad, de ahí la importancia de desarrollar el mismo.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general.

- Realizar el diseño de una obra geotécnica para la contención de la masa del suelo que consiste en un suelo reforzado con paramento verde y así estabilizar los taludes de la Planta de Tratamiento de agua potable de la Municipalidad de Aserri de manera permanente.

1.3.2. Objetivos específicos.

- Determinar el diseño de la obra de contención indicada para los taludes de la Planta de Tratamiento.
- Indicar los diferentes tipos de geomallas y características para este tipo de aplicaciones.
- Investigar e identificar los muros con paramento verde y sus características
- Determinar las características geo mecánicas de los componentes del muro
- Elaborar los planos de la obra de contención.

1.4. Importancia

La importancia del proyecto yace en la necesidad de construir una obra geotécnica de estabilización en los taludes de la Planta Potabilizadora debido a que la seguridad del sistema, la producción y distribución eficiente del recurso es una obligación del Estado y un derecho de toda comunidad. Por lo tanto el análisis y el diseño de la solución a la estabilidad de los taludes es esencial para proveer correctamente de agua potable a toda la comunidad.

El inicio en el diseño de esta obra de estabilización también es importante pues el país se encuentra en época de invierno y una falla del talud por saturación del medio se puede producir en un corto período, debido a que existe un cambio climático fuerte en donde las lluvias son en lapsos cortos pero de gran intensidad, es por esto que es de vital importancia diseñar una solución de estabilidad correcta para mitigar el riesgo de un nuevo deslizamiento que comprometa la seguridad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable.

1.5. Alcances y limitaciones

1.5.1. Alcances

El estudio se enfoca en un análisis real de un proyecto, el cual tiene una afectación directa a la comunidad de Aserri Centro y Salitrillos, debido al colapso de los taludes sufrido en el pasado invierno del 2015.

Establecer el diseño de una solución geotécnica para los taludes utilizando de la topografía original del sitio afectado obtenida de investigaciones pasadas generada a través de la proyección de la topografía de los taludes y del modelo geo-mecánico. Elaborar los planos de la obra de contención a realizar para crear estabilidad y evitar un futuro evento catastrófico.

1.5.2. Limitaciones

Como única limitación se tiene que se debe considerar que el espacio libre para la ubicación, diseño y construcción para la solución geotécnica es de 8 metros por lo tanto el diseño debe tomar en cuenta el área libre y optimizar el espacio para un mejor diseño.

1.6. Metodología

Este trabajo de investigación pretende dar una solución geotécnica a un proyecto accedido a través de la Municipalidad de Aserri, por lo cual se va a apoyar de los insumos obtenidos en estudios realizados por dicha entidad tales como: perforaciones realizadas mediante el ensayo SPT (Standard Penetration Test) en los taludes afectados y topografía real del sitio de afectación. A partir de esta información se genera un modelo geomecánico que presenta la situación actual del suelo (la cohesión y la fricción aproximadamente correctas). El diseño se realizará tomando en cuenta los taludes en su condición actual y se valorará las fallas que puede ocurrir en un evento climatológico similar al del 2015.

Se utilizará suministros de empresas que en la actualizada realicen ese tipo de soluciones de contención para determinar los materiales correctos a utilizar en el caso de las geomallas y se utilizará un programa de cómputo para analizar la estabilidad de la solución con respecto al talud en estudio.

Asimismo, se dispondrá de recurso bibliográfico para alimentar la investigación otorgando explicación, parámetros e información adicional para lograr llevar a cabo con éxito los objetivos generales y específicos del proyecto en estudio.

2. CAPITULO II. SUELO REFORZADO

2.1 Estructuras de suelo reforzado

Uno de los tipos de obras más comunes en la ingeniería ha sido la de muros de contención, bien sea para la conservación de las dimensiones o contención de suelos en deslizamientos. Tradicionalmente se han venido utilizando muros de contención por gravedad que absorben las presiones horizontales gracias a su gran masa. Una de las alternativas relativamente recientes consiste en la inclusión de una serie de tiras metálicas, amarradas a unos elementos externos que componían la cara del muro, hasta una determinada longitud dentro del relleno utilizado, para conformar así la masa de contención. Este es un sistema que se ha venido empleando con relativo éxito en la actualidad y tiene el nombre registrado de tierra armada.

A través del desarrollo de nuevos materiales que pueden soportar las condiciones de humedad y de acidez o alcalinidad dentro del suelo, se ha venido implementando el uso de mantos sintéticos tales como los geotextiles, geogrillas y geomallas, para que suministren refuerzo, debido a las características mecánicas que estos poseen, como su resistencia a la tensión. Los muros de contención reforzados con estos materiales se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados naturalmente, más aún cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de la sección de la vía no permiten que las zonas de relleno sean realizadas a un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno.

No necesariamente las condiciones tienen que ser tan críticas como las mencionadas, la gran ventaja es que son alternativas más económicas, bajo las mismas condiciones geotécnicas y constructivas, un muro de suelo reforzado puede originar una reducción de los costos totales de un 30 a un 60%, se compara con las técnicas tradicionales para la construcción de este tipo de obras, debido al hecho de poder utilizar los materiales térreos del sitio.

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción convenientemente orientados dentro de una masa de suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este sistema, el comportamiento global del macizo es mejorado debido a la transferencia de los esfuerzos a tracción hacia los elementos resistentes o refuerzos.

Los suelos poseen en general elevada resistencia a los esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a los esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de tracción. Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo. La figura 1 muestra el comportamiento de un suelo reforzado.

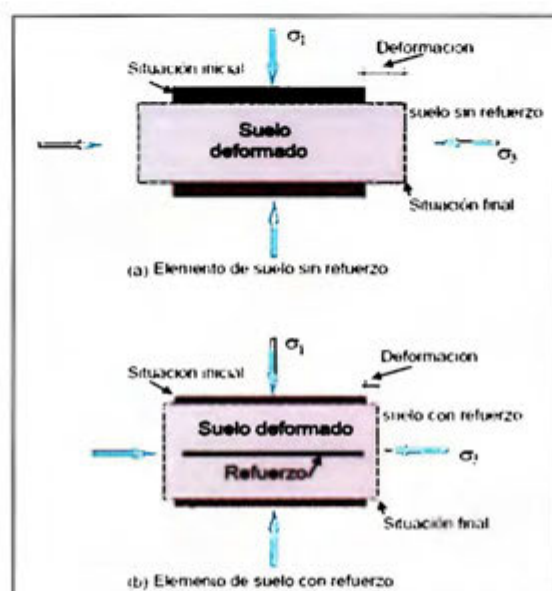


Figura 1. Deformaciones con y sin refuerzo.

2.2 Historia de los sistemas de refuerzo.

Los sistemas de refuerzo han sido usados desde la época prehistórica para el mejoramiento del suelo. Por ejemplo, el uso de paja para mejorar la calidad de ladrillos de adobe data de los inicios de la historia humana, muchos primitivos usaron troncos y ramas para reforzar sus moradas de barro. Algunos tipos de refuerzo de suelo en años pasados incluyen ramas de árbol, los cuales han sido usados en China por más de 1000 años y a lo largo del río Mississippi en los años 1880. Otros ejemplos incluyen clavijas de madera usadas en Inglaterra para el control de erosión y derrumbes, el bambú y la malla de alambres.

El refuerzo de suelos también puede ser logrado por el crecimiento de raíces de las plantas. Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de barreras de

contención fueron realizados por el arquitecto e ingeniero francés Henri Vidal en los inicios de 1960s. Su investigación ocasionó la invención y el desarrollo del sistema Tierra Armada, un sistema en el cual se emplean tirantes de acero como refuerzo. El primer muro que usó esta tecnología en los Estados Unidos se construyó en 1972 en California.

Basándose en el principio de sistema de suelo reforzado desarrollado por el ingeniero Henry Vidal la empresa Maccaferri desarrollo el Sistema Terramesh, la primera estructura documentada que presenta una combinación de gaviones y suelo reforzado fue construida en Sabah, Malasia en 1979. Un revestimiento vertical de gaviones fue anclado al suelo por medio de tirantes de acero, La estructura, con una altura de 14 metros es capaz de soportar un tramo de la autopista. Debido al buen funcionamiento, esta solución fue utilizada en los siguientes tres años en otras contenciones de autopistas.

Buscando garantizar un refuerzo continuo sobre el plano horizontal, se consideró oportuna la utilización de mallas a triple torsión fabricadas con alambres de acero sustituyendo a los tirantes. De esta manera se crean armaduras longitudinales, continuas y se alcanza el desarrollo, no solo de la fricción contra la sección del alambre, sino sobre todo de las propiedades mecánicas de trabazón entre las partículas de material del suelo. Esto se debe a la gran dimensión de la abertura de la malla en relación al diámetro del alambre, que se traduce en un aumento general de la resistencia del refuerzo, lo que no ocurre con materiales que aportan resistencia solamente por fricción.

La experiencia adquirida y la necesidad de garantizar un comportamiento ideal de las estructuras terminadas, simplificando las fases de colocación en obra, permitieron la realización de un producto en malla metálica hexagonal de doble torsión, con recubrimiento GALFAN (Galvanizado pesado compuesto por Zinc y 5% de Aluminio) y revestido en PVC, específico para esta aplicación. El elemento en suelo reforzado permite la realización del paramento externo y la armadura de refuerzo en forma continua.

2.3 Características generales del suelo reforzado

Todo suelo (en estado confinado) resiste adecuadamente esfuerzos de compresión pero no así a tracción. La resistencia al corte en el suelo, que naturalmente se obtiene por efecto cohesivo y por fricción interna de los granos, puede entonces ser incrementada mediante la incorporación de algún material de refuerzo, que interactúe con el mismo. Los materiales geosintéticos más comúnmente utilizados como refuerzo de suelos son los geotextiles, que interactúan por fricción con el suelo, las geogrietas, que lo hacen por

intertrabado y las geomallas que lo hacen combinando entre la fricción, corte y trabazón mecánica de las partículas. En esas condiciones la deformación del refuerzo y la del suelo será la misma.

El suelo reforzado con paramento verde se utiliza en los taludes de suelos reforzados de caminos, de áreas industriales y residenciales. Es un sistema versátil modular diseñado para producir una pendiente fuerte con vegetación. Se puede construir con malla de doble torsión que forma los paneles de la base, de la parte superior, de entre capas y de la parte frontal de la unidad o bien se puede construir colocando un geo textil apropiado para la necesidad del proyecto. Se instala una manta bio-degradable o sintéticas inmediatamente detrás de las caras inclinadas de la unidad para controlar la erosión y para promover el crecimiento rápido de la vegetación. Se coloca una cuña de suelo vegetal detrás y en contacto con la manta para proporcionar una reserva de humedad y de nutrientes esenciales para el éxito de la vegetación.

No se requiere de apoyo externo para la instalación del suelo reforzado con paramento verde. Un panel de barras de acero de refuerzo está construido de fábrica para proporcionar rigidez a la cara del sistema. El grado de inclinación del talud máximo que se recomienda es de 70° respecto de la horizontal, ya que es difícil de establecer con éxito la vegetación más allá de este ángulo.

Se pueden usar técnicas de bioingeniería de suelo tales como cultivo de pastos y arbustos, como estacas vivas para crear un aspecto más natural a la estructura. Su aplicación es indicada por su mínimo impacto ambiental y utilizada cuando se desea un paramento externo con cobertura vegetal idéntico a un talud natural.

El sistema de suelo reforzado presenta las siguientes principales características:

- a) La Flexibilidad que brinda a la estructura y la posibilidad de acompañar los asentamientos del terreno de fundación, principalmente cuando se compara con las soluciones tradicionales.
- b) La Versatilidad que permite construir un paramento vertical, inclinado o escalonado.

- c) Bajo Impacto Ambiental debido a que el paramento frontal de una estructura capaz de vegetarse nuevamente con el paso del tiempo y la cual es un elemento paisajístico.
- d) Practicidad y Economía debido a que para su construcción no se necesita de equipos ni de mano de obra especializada.

2.4 Propiedades Mecánicas de los sistemas de suelo reforzado.

Las propiedades mecánicas del sistema de suelo reforzado han sido demostradas en una serie de ensayos realizados en todos estos años, pruebas de tracción fueron realizadas con el objetivo de obtener reales sobre la capacidad de anclaje con diferentes tipos de suelos, capas de relleno y largos de anclaje. Las pruebas mostraron que la capacidad de anclaje obtenida por la malla hexagonal se da debido a la acción combinada entre la fricción, corte y trabazón mecánica de las partículas. La fricción se manifiesta en la superficie de los alambres y está relacionada con el ángulo de fricción interna del material de relleno. El corte surge debido al formato tridimensional de la malla, la cual confina en su interior una porción del relleno. Este fenómeno puede ser observado en el caso de movimientos relativos (suelo-paño de malla) como se muestra en la figura 2, donde la malla al deslizarse tiende a mover el suelo, movilizando así su resistencia al corte total.



Figura 2. Representación de la malla insertada en el suelo.

La "trabazón" mecánica juega un papel importante cuando un gran porcentaje del relleno está graduado en un rango entre 10 hasta 15 veces el diámetro del alambre. Una vez realizadas las pruebas de tracción con varios tipos de rellenos con tales características se observó un notable aumento de la capacidad de anclaje. Es importante

señalar que la resistencia a la tracción en la dirección de las torsiones es más grande que en la dirección transversal, por lo tanto los paneles de malla deben ser siempre colocados de tal forma que la dirección de las torsiones forme ángulos rectos con la cara frontal. La malla hexagonal de triple torsión, es bien conocida por su naturaleza flexible, pero cuando está confinada en un relleno compactado, su comportamiento es diferente de aquél de cuando al aire libre, mientras mantiene sus características de flexibilidad en la dirección normal, en la longitudinal el suelo detiene el alargamiento de la malla.

El suelo contiene lateralmente la malla y no son necesarios alargamientos de la misma para que esta desarrolle toda la carga de trabajo. Esto permite la colocación de la malla sobre superficies irregulares y también, en casos de asentamientos diferenciales del relleno, no habrá sobrecarga en la malla, como se observa en los tensores rígidos y en los elementos soldados. Las pruebas realizadas demostraron que cuando la capacidad de anclaje supera la resistencia a la tracción de la malla, la falla por ruptura tiene lugar sin deformaciones significativas del panel de refuerzo. Para poder definir las características de resistencia y de anclaje de la malla hexagonal a triple torsión y el comportamiento estructural del sistema suelo reforzado, fueron efectuadas repetidas series de ensayos, ya sea en muestras de malla, o sobre estructuras de dimensiones reales. Los análisis consideran dos aspectos diferentes:

- I. Capacidad de Anclaje (pull out).
- II. Resistencia de la malla.

La resistencia de diseño (T_d) de un determinado elemento de refuerzo es determinado entre la relación de la Resistencia Última del refuerzo dividida entre factores de reducción (ecuación 1).

$$T_d = \frac{T_{ult}}{FR_{CR} \times FR_D \times FR_{ID}}$$

Ecuación 1.

T_{ult} : Resistencia Última

FR_{CR} : Factor de reducción - Creep.

FR_D : Factor de reducción - Daño instalación

FR_{ID} : Factor de reducción - Daños ambientales

El valor de T_d para el refuerzo metálico deberá ser calculado en base a la resistencia del refuerzo en su sección transversal o por un reconocido método de ensayo de rotura a tracción, que tiene en cuenta las características geométricas de la malla tipo triple torsión. Este valor de la resistencia T_{ult} va a depender de las dimensiones de las mallas, por ejemplo para la malla hexagonal de triple torsión de dimensiones 10x12cm el valor del $T_{ult} = 41.30$ kN/m.

2.5 Metodología de diseño de los muros de suelo reforzado.

Al incluir un material con resistencia a la tensión dentro de una masa de suelo que debe soportar una serie de empujes, se logra aumentar la resistencia general del conjunto, básicamente por el esfuerzo cortante desarrollado entre el geotextil, geomalla, o geogrilla y las capas de suelo adyacentes.

Existen un sinnúmero de planteamientos para resolver el diseño de un muro en suelo mecánicamente estabilizado que la diferencia radica en la manera de enfocar las distribuciones de esfuerzos, la superficie de falla y los valores para los diversos factores de seguridad involucrados. Su similitud se basa en que asumen que en la estructura no se presentan presiones hidrostáticas y que en la superficie de falla activa es una superficie plana definida por la metodología de Rankine. Sin embargo se ha demostrado que la inclusión de un refuerzo altera el estado de esfuerzos y tensiones en una masa de suelo, haciendo que la superficie de falla sea diferente a la de una masa de suelo no reforzada.

Los muros de suelo reforzado son diseñados considerando la estabilidad externa e interna:

1. Estabilidad Externa: se debe verificar el deslizamiento, volteo, capacidad portante y estabilidad global. Graficado en la figura 3.

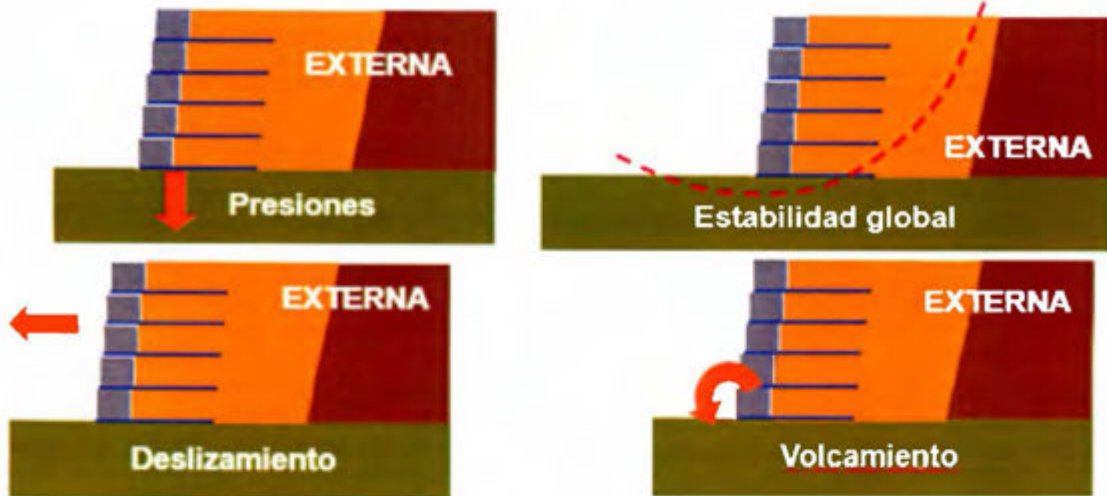


Figura 3. Análisis de estabilidad externa

Para los cálculos de la estabilidad externa por deslizamiento, volteo y capacidad portante se aplicará el diagrama de la figura 4.

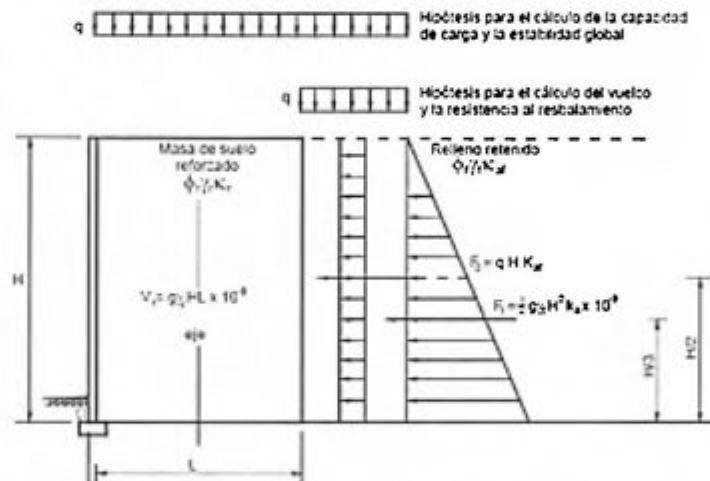


Figura 4. Diagrama del cálculo de estabilidad externa

2. Estabilidad Interna: Rotura de los refuerzos o Arrancamiento de los refuerzos (pull out). Indicado en la figura 5.

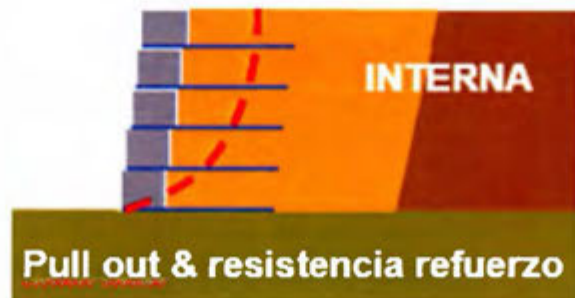


Figura 5. Análisis de estabilidad interna

Para los cálculos de la estabilidad interna se aplicará el diagrama de la figura 6.

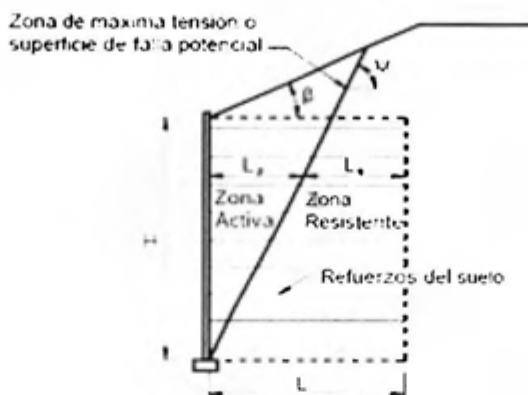


Figura 6. Diagrama del cálculo de estabilidad interna

Como se puede apreciar la superficie crítica de falla es la que se considera para los muros de suelo reforzado con refuerzos del tipo extensibles. La malla hexagonal a triple torsión es considerada, a pesar de ser una malla de acero, como un refuerzo del tipo Extensible (Capítulo 2.4.2 Manual de Diseño de Muros de Suelos Reforzados de la FHWA de Estados Unidos FHWA-NHI-10-024). Para el cálculo la longitud mínima requerida para evitar el arrancamiento del refuerzo, se debe de calcular mediante la siguiente ecuación (2):

$$L_c \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad \text{Ecuación 2.}$$

ϕ : Factor de resistencia al arrancamiento de los refuerzos.

F^* : Factor de fricción

α : Factor de corrección que considera los efectos de la escala igual a 0.8

σ_v : Esfuerzo vertical

C : Factor adimensional igual a 2

R_c : Para refuerzos continuos es igual a 1

Para los cálculos de la estabilidad externa e interna del suelo reforzado se puede utilizar gran cantidad de software los cuales son desarrollados para analizar la estabilidad de los suelos reforzados, esto es, estructuras que promueven la estabilidad de taludes usando unidades de refuerzos capaces de absorber los esfuerzos de tracción. Además,

permite al usuario conducir el análisis de estabilidad usando el Método del Equilibrio Límite considerando también situaciones de taludes sin refuerzos.

2.6 Determinación del empuje.

- Método de Rankine

La teoría de Rankine se desarrolla para un medio elástico, es la solución a un campo de tensiones que predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el suelo está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud.

Se caracteriza por ser granular homogéneo y seco, y plantea las siguientes hipótesis iniciales: el trasdós del muro es vertical. La superficie del terreno es horizontal. El terreno puede estar estratificado horizontalmente. El nivel freático es horizontal. No hay rozamiento entre el terreno y el muro. El terreno alcanza una situación de rotura. El hecho de que no haya rozamiento entre el terreno y el muro origina que no haya tensiones tangenciales en los puntos interiores del terreno, y por tanto, la tensión horizontal es una tensión principal.

Si se toma un elemento de suelo en reposo y se determinan sus tensiones normales horizontal y frontal, se puede obtener su correspondiente círculo de Mohr ya que la tensión horizontal y vertical son tensiones principales en la ecuación 3:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad \sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad \text{Ecuación 3.}$$

Si a continuación se comienza a descargar el terreno, el valor de la tensión horizontal irá descendiendo, y por tanto, irán apareciendo diferentes círculos de Mohr para los diferentes valores de σ_h . Llegará un momento en el que el valor de σ_h sea tal que el círculo de Mohr correspondiente sea tangente a la línea de resistencia del terreno. En ese momento se habrá alcanzado el estado de empuje activo.

Las ecuaciones de los coeficientes para presiones activas y pasivas aparecen en la ecuación 4. El ϕ' es el ángulo de rozamiento del suelo y la inclinación del talud respecto a la horizontal es el ángulo β .

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

Ecuación 4.

Para el caso en que β sea 0, las ecuaciones de arriba se simplifican como:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Ecuación 5.

- Método de Coulomb

Coulomb fue el primero en estudiar el problema de las presiones laterales del terreno y estructuras de retención. Coulomb se limitó a usar la teoría de equilibrio que considera que un bloque de terreno en rotura como un cuerpo libre (o sea en movimiento) para determinar la presión lateral limitante. La presión limitante horizontal en fallo en extensión o compresión se determinan a partir de K_a y K_p respectivamente según la ecuación 6.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2}$$

Ecuación 6.

- Métodos numéricos

Utilizando la relación de Bell. Para suelos con cohesión Bell desarrolló una solución analítica que usa la raíz del coeficiente K para predecir la contribución de la cohesión a la presión resultante. Estas ecuaciones expresan las presiones horizontales totales. El primer término representa la contribución no cohesiva y el segundo término la contribución

cohesiva. La primera ecuación es para una situación activa (ecuación 7) y la segunda para una situación pasiva (ecuación 8):

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a}, \text{ Ecuación 7.}$$

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p} \quad \text{Ecuación 8.}$$

- Equilibrio Límite (parámetros conocidos, fácil determinación, abarca limitaciones de otros métodos)

2.7 Método de construcción.

1. Se debe excavar de 30 a 60 cm por debajo del nivel inicial de la primera capa del muro. Si el suelo de fundación es competente no es necesario si no se debe rellenar con material granular seleccionado, compactar y nivelar.
2. Una vez con el terreno nivelado y regularizado, se posiciona cada elemento de refuerzo verde en el local definido. Se debe pensar en el sistema de drenaje compuesto por un medio filtrante (geotextil no tejido punzonado por agujas), uno drenante (material granular) y una tubería perforada con un diámetro mínimo de 4" como elemento de evacuación. Se construye un manto drenante por debajo de la primera capa de refuerzo con geotextil y un geodrén contra el espaldón del muro.
3. Se arma el elemento posicionando los triángulos de soporte perpendicularmente al panel frontal. Se fija con alambre los triángulos en la cola.
4. El ángulo del paramento frontal del elemento y, por lo tanto, de la estructura, es dado por lo triángulos de soporte.
5. Se amarran los paneles frontales entre si y alternando vueltas simple y dobles a cada malla.
6. Se coloca el relleno directamente sobre el geotextil, geogrilla o geomalla, mismo que debe ser compactado en capas de aproximadamente 20 cm de espesor preferiblemente con equipos manuales, después de esta primera capa el proceso de compactación podrá realizarse mediante la utilización de los compactadores convencionalmente. Se debe tomar en cuenta que los equipos pesados de compactación deben mantener una distancia mínima de 1 metro del paramento frontal y la compactación próxima al paramento frontal debe ser hecha manualmente o con equipos livianos.

El grado de compactación deberá ser al menos del 95% de la densidad máxima obtenida en laboratorio para el ensayo de Proctor modificado. Evitar al máximo cualquier movimiento o arrugamiento del geotextil, geogrilla o que dañe la geomalla durante la colocación del material de relleno.

7. Una vez compactada la camada se dobla el panel superior dejándolo en la posición horizontal.
8. Se amarra los elementos de la camada superior a aquellos de la camada inferior a lo largo de las aristas de contacto.
9. Luego del sétimo paso para continuar con la construcción se debe repetir nuevamente el proceso indicado.

En la figura 7 y 8 se muestra la estructura de refuerzo que se emplea en los suelos reforzados por paramento verde y varios detalles mencionados en los puntos anteriores.

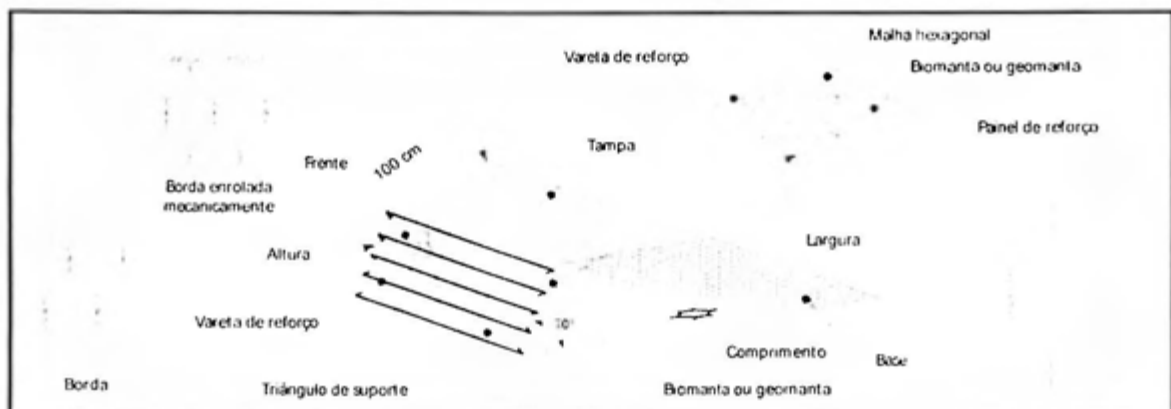


Figura 7. Estructura del refuerzo del suelo reforzado.



Figura 8. Vista en corte de la estructura del refuerzo del suelo reforzado. Obtenido por el grupo Maccaferri.

La biomanta (o paramento verde) indicada en la figura 10 es producida con fibra de coco que posee alta resistencia y degradación lenta, contenida entre dos líneas de polipropileno foto-degradable y entrelazadas con adhesivos orgánicos. Generalmente es utilizada como protección superficial de taludes contra la erosión.

Las fibras de coco, al descomponerse, se transforma en una camada de material fértil que favorece al crecimiento de vegetación. Las biomantas promueven la protección inmediata contra el efecto de los agentes erosivos, procesos de desplazamiento y movilización de partículas en márgenes de ríos y canales, taludes, y/o cualquier superficie de suelo desprotegidas contra la acción de los procesos erosivos y pueden ser aplicados directamente sobre la superficie que se desea proteger con finalidades estéticas, ambientales y para estabilización de suelos.

Características de la construcción de suelo reforzado

- Admiten asentamientos - tienen componentes flexibles
- No requieren fundaciones especiales
- Son estructuras monolíticas
- Generalmente no necesitan drenaje

- Casi siempre utilizan suelo local (in situ)
- Versátil: puede tener paramento vertical, gradeado o inclinado
- Útil cuando existe la necesidad de ejecución del relleno
- No requiere mano de obra ni equipo especializado
- Funcionamiento inmediato
- Permiten taludes + empinados
- Mayor área por recuperar
- Mínimo impacto ambiental. Es posible insertar semillas de especies vegetales nativas o la aplicación de hidrosiembra.
- Seguridad y Durabilidad Aseguradas por los materiales utilizados (malla de acero, piedras/suelo) y por la obtención de un macizo homogéneo.

2.8 Geotextiles y geomallas

El geotextil se define como material textil plano, permeable y polimérico, que se emplea en contacto con suelos y otros materiales para aplicaciones geotécnicas en ingeniería civil. Los polímeros utilizados en la fabricación de geotextiles suelen ser de origen sintético debido a su mayor durabilidad frente a los naturales. Los principales son las poliamidas, poliésteres y las poliolefinas.

Por su parte, las geomallas que se definen como una estructura polimérica plana consistente en una estructura regular abierta de elementos de tracción integralmente conectados, que pueden ser unidos por extrusión, ligado o entrelazado, cuyas aberturas son mayores que sus constituyentes. Son discontinuos con aberturas de más de 3-4 cm. Se caracterizan por sus buenas propiedades mecánicas, por lo que se utilizan principalmente en funciones de refuerzo.

Se caracterizan los geotextiles por desarrollar varias funciones simultáneas una vez colocados en el terreno. Esta propiedad les garantiza una posición ventajosa frente a otros sistemas o productos que existen en el mercado:

- Filtración: Retiene las partículas de grano fino al fluir el agua de la capa de grano fino a la capa de grano grueso.
- Separación: Separa dos capas de suelo de diferentes propiedades físicas (granulometría, plasticidad, consistencia) y así evita la mezcla de materiales.
- Drenaje: Conduce y evacua el agua e incluso gases en su mismo plano.

- Refuerzo: Aumenta la capacidad portante (resistencia al corte) del suelo y la estabilidad en la construcción.
- Protección: Protege a membranas y otros productos relacionados contra ataques físicos (perforaciones y desgaste).
- Facilidad de puesta en obra.
- Son económicos.
- Permiten ahorros de tiempos de ejecución.
- Posibilitan soluciones medioambientales correctas.
- Ofrecen muchas variantes y posibilidades de uso.

2.8.1 Clasificación y composición de los tipos de geosintéticos

Los geotextiles forman parte del grupo de los geosintéticos, al menos uno de sus componentes está formado por un polímero sintético o natural. De forma plana, como cinta o en estructura tridimensional, son usados en contacto con suelos u otros materiales para aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil. Se pueden dividir en cuatro grandes grupos (figura 9):

- Geotextiles.
- Productos relacionados con geotextiles.
- Geocompuestos.
- Geomembranas.

Los productos relacionados con los geotextiles se caracterizan por funcionar de forma análoga a los geotextiles y por cierta resistencia a tracción; además, están fabricados mediante entrelazado y ligadura de fibras y filamentos. Los más usados son los siguientes: geomallas, georredes, geoesteras (geomat) y geocélulas. Los geocompuestos son productos en el que al menos uno de sus componentes es un geotextil o un producto relacionado y se emplea, como los geotextiles, en aplicaciones geotécnicas en ingeniería civil. El más utilizado es el geotextil mas geomalla, sobre todo en sistemas de drenaje.

Las geomembranas son materiales planos de naturaleza polimérica que se diferencian de los geotextiles en su capacidad impermeable. También se utilizan en aplicaciones geotécnicas de ingeniería civil, generalmente en túneles.

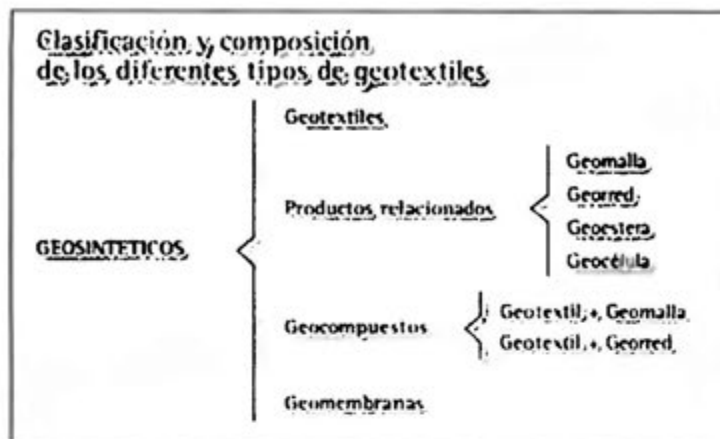


Figura 9. Clasificación y composición de geotextiles.

2.8.2 Clasificación según el método de fabricación

Los geotextiles y productos relacionados con geotextiles se fabrican utilizando diferentes procesos. Todos están fabricados con polímeros estirados en forma de fibras o hilos, formados por un determinado número de fibras. Los diferentes procesos de fabricación conducen a la obtención de productos geotextiles que poseen una amplia gama de propiedades. Para la producción de geotextiles no tejidos se utilizan filamentos continuos o fibras (cortadas).

Los geotextiles se fabrican utilizando diferentes tipos de hilos tales como hilados, filamentos y cintas de película, o hilos y cintas fibrilados. Las cintas de película e hilos fibrilados se producen normalmente sólo a base de polipropileno y polietileno. Estos productos se fabrican mediante extrusión de una película, se corta la película en cintas individuales y se procede al posterior estirado mediante un proceso uniaxial. Las cintas de película gruesa son demasiado rígidas para la manipulación en la elaboración y en proceso de tejido, y, por consiguiente, son fibriladas después del proceso de estirado y antes del bobinado y torcido.

Las cadenas poliméricas resultan alineadas a lo largo del filamento o de la longitud de la cinta y su cristalinidad, propiedades mecánicas y durabilidad aumentan y es que las propiedades mecánicas del producto dependen de los detalles del proceso de fabricación. Los tipos de fibras, filamentos y cintas utilizados en la fabricación de tales geotextiles son producidos principalmente por un proceso de hilatura por fusión. Para producir fibras y filamentos, el polímero fundido es extruido a través de los orificios de una hilera, enfriado,

estirado por extensión y de acuerdo con el uso final que puede ser: depositado sobre una pantalla para formar una estructura plana, convertido en fibras cortadas mediante rizado y corte a una longitud determinada, convertido en multi o monofilamentos y enrollado de los filamentos después del estirado directamente sobre carretes. En el caso de la producción de multifilamentos esta técnica es conocida como hilatura estirado. Graficados en la figura 10.



Figura 10. Clasificación según método de fabricación

2.8.2.1 Geotextiles no tejidos:

Se define como un geotextil plano con fibras, filamentos u otros elementos orientados aleatoriamente, unidos química o mecánicamente, por medio de calor, o por combinación de ellos. La orientación aleatoria de sus componentes le confiere un carácter isotrópico. Son aplicados en funciones de drenaje, filtración y separación. Se caracterizan por ofrecer una resistencia a tracción no muy elevada y una gran deformabilidad. Además, poseen generalmente, buenas características hidráulicas. Pueden ser de fibra cortada o filamento continuo.

Los geotextiles de telas no tejidas de fibra cortada son fabricadas en un proceso que consta de dos etapas: la primera consiste en la producción de fibra (extrusión y cortado) y la segunda consta de la formación del geotextil, ligado y producción del rollo acabado. El ligado de los geotextiles no tejidos, formados bien sea a base de filamentos continuos o de fibras cortadas, es efectuado mecánicamente por punzonado mediante agujas, por ligadura térmica (cohesiva), utilizando calor con o sin presión, por ligadura química (adhesiva) o por una combinación de estos procesos.

En cuanto a la estructura física y las propiedades de los productos no tejidos, hay que matizar que están a menudo relacionados con el sistema de ligado. Más específicamente, los tejidos ligados por calor y los no tejidos son productos delgados en los que las fibras están orientadas en una estructura bidimensional. Los no tejidos punzonados con agujas tienen una estructura tridimensional cuya configuración puede fijarse por una etapa de ligado térmico final.

2.8.2.2 Geotextiles tejidos:

Se define como un geotextil fabricado al entrelazar, generalmente en ángulo recto, dos o más conjuntos de hilos, fibras, filamentos, cintas u otros elementos. Se utilizan, principalmente, en aplicaciones de refuerzo del terreno, en terraplenes, taludes y muros. Se caracterizan por ofrecer una resistencia a tracción muy elevada y poca deformabilidad. Este tipo de geotextiles presenta una gran anisotropía, ya que poseen dos direcciones preferentes, perpendiculares entre sí: el sentido de fabricación y el perpendicular al sentido de fabricación. Se debe tener presente esta propiedad a la hora de colocar el geotextil en la obra.

La resistencia de los geotextiles va desde 15 KN/m hasta 1000 KN/m. Poseen una alta resistencia a la perforación y a la tracción que lo hace especial para refuerzo de estructuras. Tienen unas características que los hacen ideales en aplicaciones geotécnicas e hidráulicas. Pueden ser utilizados en estructuras civiles permanentes gracias a su composición basada en polímeros de alta duración.

2.8.2.3 Geotextiles tricotados:

Se puede definir como un geotextil fabricado por el entrelazado de hilos, fibras, filamentos u otros elementos. Una de las empresas reconocidas de fabricación de geotextiles es Maccaferri, la cual posee geotextiles, geogrillas y geomallas para soluciones de suelo reforzado como la geogrilla WG mostrada en la figura 11.



Figura 11. Geogrilla tipo WG

Se usa predominantemente en estructuras de tierra estabilizada mecánicamente y en taludes de suelo reforzado de cualquier altura y para la estabilización y el refuerzo de explanadas. Tienen un núcleo de poliéster que es encapsulado y protegido con revestimiento de PVC.

El revestimiento y las dimensiones de esta geogrilla de poliéster significa que se puede utilizar casi cualquier tipo de relleno, desde llenado granular hasta materiales con mayor cohesión. Los taludes reforzados con geogrilla son generalmente diseñados para que crezca vegetación, por lo cual se coloca una cuña de tierra vegetal detrás de la cara del talud reforzado, y se instala una manta bio-degradable para prevenir que la tierra y el relleno se derramen hacia fuera por entre los huecos de la malla, además ésta biomanta busca el propósito de acelerar el proceso de vegetación del talud.

Así como las mallas de doble torsión comunes para construcción de muro de suelo reforzado. Trabaja a tracción con las partículas del terreno mostrada en la figura 12.

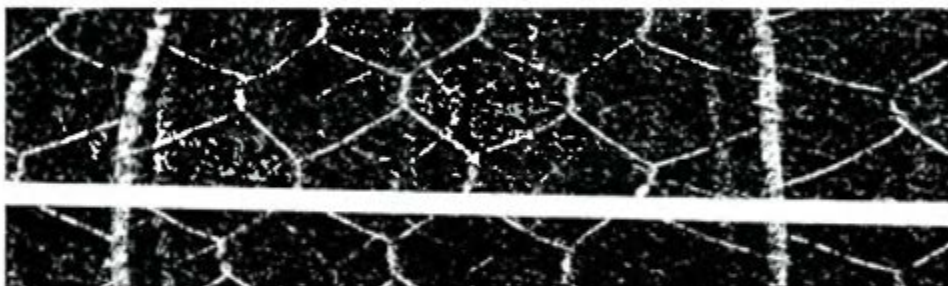


Figura 12. Geomalla para suelo reforzado

3. CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO

3.1 Localización.

El sector estudiado se encuentra ubicado en la provincia de San José, en el cantón de Aserri, en el distrito de Aserri centro. Específicamente localizado a 1 km de la iglesia central San Luis de Tolosa en la planta de tratamiento de agua potable, los taludes están ubicados en la sección posterior. En la figura 13 se detalla la hoja cartográfica Abra donde se localiza el proyecto.

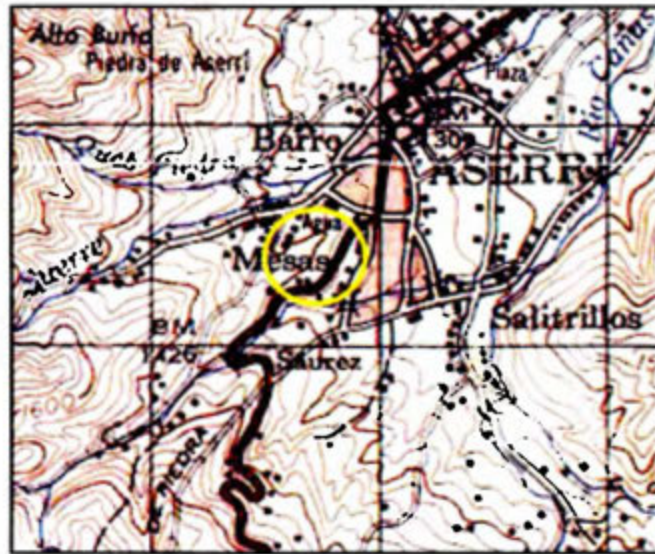


Figura 13. Hoja cartográfica Abra. Ubicación del proyecto

3.2 Geología

El cantón de Aserri está constituido geológicamente por materiales de los periodos Cretácico, Terciario y Cuaternario. Son las rocas sedimentarias del Terciario las que predominan en la región.

Del periodo Cretácico se encuentran rocas de origen volcánico y sedimentario. Las volcánicas están agrupadas bajo el nombre del Complejo de Nicoya, que está compuesto de grauwacas macizas y compactas, de color gris oscuro, ftanitas, lutitas ftánicas, calizas, silíceas afánicas, lavas con almohadillas y aglomerados de basalto e intrusiones de gabros, diabasas y dioritas, el cual se localiza al norte y oeste del sitio La Jamaica, próximo al límite cantonal. Las rocas sedimentarias del Cretácico Paleoceno, corresponden a la formación Tulin, que incluye olivinos, augitas e hiperstenos y basaltos serpentinizados; la cual se ubica desde la margen norte del río Pirris hasta la ladera sur del cerro Carraigres.

Entre los materiales del periodo Terciario, se hallan rocas de origen sedimentario, volcánico e intrusivo. Las sedimentarias de las épocas Oligoceno Mioceno y Mioceno, que a la primera corresponde la formación Terraba, la cual se compone de lutitas de gris a negra, en parte con pirita, limolitas, areniscas tobáceas, conglomerado y turbiditas: localizada al sur del cantón, en el sector aledaño a los sitios Bajo Tabacales y La Jamaica. De las rocas sedimentarias del Mioceno aparecen materiales Indiferenciados y

de la formación Pacacua, los materiales Indiferenciados se sitúan entre el cerro Caraigres y el sector al sur de la carretera entre villa Monterrey y el poblado Meseta, y la formación Pacacua, corresponde a una secuencia de materiales, constituida por interestratificaciones de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas limolitas y lutitas, todas tobáceas, en algunas partes con coloraciones moráceas; que se sitúa en ambos lados de villa Tarbaca, en dirección este y oeste hasta el límite cantonal, así como en parte del sector noreste de la región. Las rocas volcánicas de la época Mioceno, están representadas por el grupo Aguacate, compuesto principalmente por coladas de andesita y basalto, aglomerados, brechas y tobas, ubicado entre el sector al norte de la margen del río Grande de Candelaria y el área al oeste del poblado Tranquerillas. Las rocas intrusivas de la época antes citada están compuestas por materiales intrusivos ácidos de la Cordillera de Talamanca, tales como dioritas cuárcicas y granodioritas, también gabros y granitos; los cuales se sitúan en las márgenes del río Grande de Candelaria, así como en la ladera este de cerros de Escazú.

De los materiales del período Cuaternario, se localizan rocas de origen sedimentario de la época Holoceno, tales como depósitos fluviales y coluviales; localizados en las cercanías de las márgenes del río Cañas, lo mismo que al este del poblado Poás; así como en una franja al noreste de la región, próximo al límite cantonal.

Ubicado según el código de cimentaciones de Costa Rica en una zona con materiales tipo suelos residuales de color amarillento, suelos blandos, alto contenido de humedad y buena permeabilidad y materiales tipo suelos residuales rojizos con susceptibilidad a inestabilidad de taludes con problemas de reptación y deslizamiento.

En la figura 14 se muestra la geología del sitio.



Detalle de la estratigrafía:

Cuaternario

Abanico Aluviales – facies distal. Abanico Aluviales – facies proximal. Formación Reventado, Formación Birris.

Rocas Sedimentarias del Terciario

Formación Peña Negra Formación Coris Formación San Miguel

Rocas Ígneas / Metamórficas de Terciario

Cuerpos intrusivos del Terciario

Figura 14. Geología específica de Aserri Centro

3.3 Geomorfología

Aserri presenta cuatro unidades geomórficas, denominadas forma de origen tectónico y erosivo, originada por acción intrusiva, de origen volcánico y de origen estructural.

La unidad de origen tectónico y erosivo, se divide en dos subunidades como son fila Brunqueña y Cordillera de Tamanca. La subunidad fila Brunqueña se localiza al sur del cantón, a partir de la margen sur del río Grande de Candelaria; esta subunidad se orienta de acuerdo con la dirección estratigráfica de las rocas sedimentarias que la forman, la pendiente es fuerte con un pequeño escalón entre los 400 y 500 metros de elevación. Su sistema de drenaje se aproxima al dendrítico, algo afectado por fracturas; las diferencias

de relieve son grandes y entre fondo, valle y cima frecuentemente hay de 100 a 200 metros. Esta subunidad se compone de rocas de las formaciones Brito, Pacacua, con algunas intrusiones, las rocas son areniscas de grano medio a fino, lutitas arcillosas y calizas, su origen se debe al levantamiento desde el fondo oceánico, de un bloque de corteza, este bloque ascendió a lo largo de fallas, inclinándose en las últimas etapas hacia el noreste, la erosión fluvial terminó de modelar la subunidad, haciendo una selección en las rocas.

La subunidad Cordillera de Talamanca se ubica entre el sector al este de ciudad de Aserri y el río Grande de Candelaria; presenta valles profundos con laderas de fuerte pendiente; las divisorias son angostas; esta subunidad comprende rocas viejas de la formación Pacacua, además presenta intrusiones ácidas y básicas, así como volcánicas, la forma de la cordillera es compleja por estar influenciada por la presencia de fallas y pliegues, lo mismo que por la diversidad de rocas. Su origen se debió a una sedimentación marina que ocurrió hasta el Mioceno medio, luego se inició un ascenso y plegamiento durante el Mioceno medio al superior, posteriormente un plutonismo con magmas ácidas y básicas originando las intrusiones, el cual es muy posible que llegó hasta el Plioceno.

La unidad originada por acción intrusiva, se manifiesta en el Macizo de Escazú, el cual se localiza al noroeste del cantón, a partir del sector entre villa Tarbaca y el poblado Poás, se caracteriza por presentar laderas de fuerte pendiente; las divisorias son redondas pero muy escarpadas. La unidad se compone propiamente de rocas ígneas intrusivas y volcánicas, con escamas o intercalaciones de sedimentos, las cuales en superficie se encuentran muy meteorizadas, se observan evidencias de la acción hidrotermal y neumatolítica a consecuencia de la vecindad en el subsuelo de masas intrusivas, manifestadas con calinización de las rocas, hilillos de sílice y silicificación en general. Esta unidad se originó por la acción causada por cuerpos intrusivos.

La unidad de origen volcánico, se divide en dos subunidades denominadas serranía de laderas de fuerte pendiente y relleno volcánico del Valle Central. La subunidad serranía de laderas de fuerte pendiente, se encuentra en las proximidades de villa Vuelta de Jorco, el poblado Monte Redondo y el sector suroeste de este último; está formada por laderas de fuerte pendiente, y se caracteriza por la facilidad de sus terrenos a originar deslizamientos está compuesta principalmente por rocas volcánicas, aunque también hay sedimentarias, las primeras en su gran mayoría están profundamente meteorizadas, lo cual favorece los deslizamientos, su origen se debe a la erosión de las anteriores rocas.

La subunidad relleno volcánico del Valle Central, situado en el sector aledaño a ciudad de Aserri; corresponde a una superficie plana ondulada, es posible que los cambios en el relieve dentro del área, son debidos a la presencia de lava a unos cuantos metros de profundidad constituyendo un frente; la subunidad está formada en superficie por rocas volcánicas, principalmente lavas, tobas e ignimbritas cubierta por ceniza en un espesor variable, la secuencia de lavas descansa sobre roca sedimentaria, las lavas son del tipo andesítico; geomorfológicamente, esta subunidad no es un valle, sin embargo para efectos políticos, socio económicos y todo tipo de referencia, se considera preferible seguirlo denominando Valle Central, el nombre técnico correcto es fosa tectónica debido a la presencia de una falla a todo lo largo del pie de la sierra volcánica Central, la cual está evidenciada por la existencia de fuentes termominerales; así como la interrupción brusca y alineada con la supuesta falla de las estribaciones que bajan de la mencionada sierra hacia el valle: lo mismo que por la presencia de un vulcanismo sin explicación aparente (Formación Pacacua), en correspondencia con la posición de la falla o cerca de ella

La unidad de origen estructural, está representada por el sinclinal de Naranjo, ubicado en fila Bustamante.

3.4 Perfil de perforaciones

Para realizar la caracterización del sitio se ejecutaron 4 perforaciones en la Planta de Tratamiento de agua potable, en la figura 15 se presenta la ubicación de dichas perforaciones correspondiente al sitio del estudio geotécnico. Están indicados bajo los puntos P-1 al P-4. Las pruebas de SPT se realizaron en el terreno cuando ya había sucedido el deslizamiento por lo tanto material de la zona alta se mezcló con el material del pie del talud.

Como resultado de las pruebas se pudo determinar que en las perforaciones P-1 y P-3 había presencia de Arcilla plástica y en las perforaciones P-2 y P-4 se encontró una arcilla arenosa. Se pudo identificar que el sondeo en la perforación P-2 que a raíz del evento la zona del sondeo estuvo contaminado con el material arcilla arenosa por eso el resultado del ensayo sin embargo en la zona el material predominante es la arcilla plástica en la figura 16 se muestra el modelo geotécnico original.



Figura 15. Perforaciones de sitio

La figura 16 muestra el modelo geomecánico del talud en estudio, para el análisis de dicho modelo fue necesario obtener las características originales del terreno realizando un "back analysis". En la sección 3.6 se describe las condiciones tomadas en cuenta para el análisis.

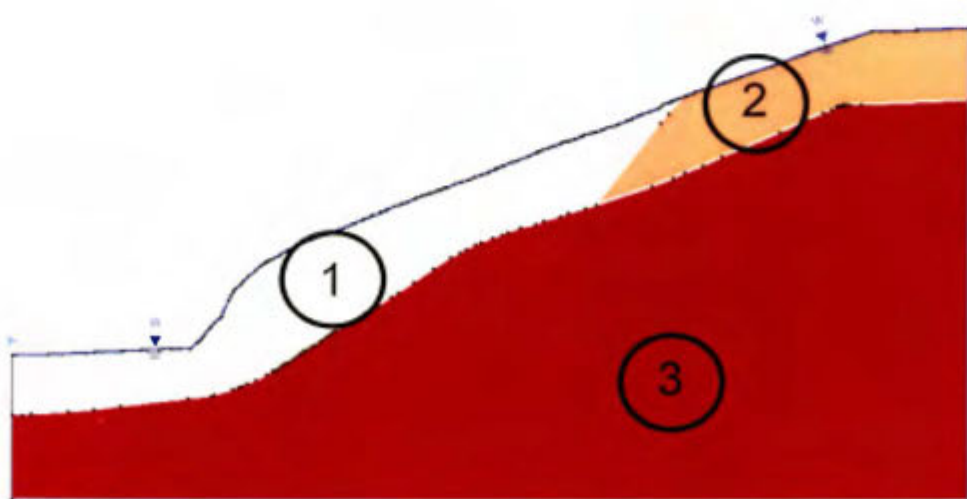


Figura 16. Modelo del talud original.

Donde a partir de la figura 16 se tiene que:

- El material indicado con el número 1 es la arcilla plástica.
- El material indicado con el número 2 es la arcilla arenosa
- El material indicado con el número 3 es el suelo muy firme

3.4.1 Descripción de las perforaciones

Perforación 1

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 11 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características.

Capa 1: de 0,00 a 2,00 metros.

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 12- 14

Consistencia: Compacta

Contenido de humedad natural, W%: 18,8- 37,1

Capa 2: de 2,00 a 3,50 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo

SUCS: CH

NSPT: 19- 28

Consistencia: Muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 30,5- 52,6

Capa 3: de 3,50 a 5,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 30- 39

Consistencia: Dura

Contenido de humedad natural, W%: 24,6- 28,6

Peso volumétrico, γ (kg/m^3): 2060,70

Gravedad específica, G_s : 2,793

Cohesión no drenada, C_u (kg/cm^2): 2,40

Capa 4: de 5,00 a 9,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 16- 20

Consistencia: muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 29,0- 51,9

Plasticidad: alta (LL: 60/ IP: 36)

Porcentaje pasando la malla 200: 83,70

Capa 5: de 9,00 a 10,50 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 10- 14

Consistencia: Compacta

Contenido de humedad natural, W%: 42,2- 48,3

Capa 6: de 10,50 a 11,00 metros

Arcilla de alta plasticidad, color rojizo. Se presenta el rebote de mazo a los 11,00 m

SUCS: CH

NSPT: 45 (RM)

Consistencia: Dura

Contenido de humedad natural, W%: 34,8

Perforación P2

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 3 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características.

Capa 1: de 0,00 a 2,00 metros

Arcilla arenosa, de color rojizo

SUCS: CH

NSPT: 8- 15

Consistencia: compacta

Contenido de humedad natural, W%: 31,8- 47,5

Peso volumétrico, γ (kg/m^3): 1942,81

Gravedad específica, Gs: 2,662
Cohesión no drenada, Cu (kg/cm²): 0,28

Capa 2: de 2,00 a 3,00 metros

Arcilla arenosa, de color rojizo. Se da el rebote de mazo a los 3,00m

SUCS: CH

NSPT: 21- 53 (RM)

Consistencia: de muy compacta a dura

Contenido de humedad natural, W%: 30,9- 36,4

Plasticidad: media (LL: 52/ IP: 17)

Porcentaje pasando la malla 200: 79,40

Perforación P3

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 1.5 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características.

Capa 1: de 0,00 a 1,50

Arcilla de alta plasticidad color café claro. Se presenta el rebote de mazo a los 1,50 m

SUCS: CL

NSPT: 6- 54

Consistencia: medianamente compacta

Contenido de humedad natural, W%: 26, -28,2

Plasticidad: media (LL: 45/ IP: 16)

Porcentaje pasando la malla 200: 58,3

Perforación P4

Condiciones: La perforación llegó a un nivel de 5 metros de profundidad para los cuales se determina las siguientes características.

Capa 1: de 0,00 a 1,50 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 7- 25

Consistencia: de medianamente compacta a compacta

Contenido de humedad natural, W%: 39,7- 63,5

Capa 2: de 1,50 a 3,00 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo

SUCS: CH

NSPT: 32- 39

Consistencia: dura

Contenido de humedad natural, W%: 9,3- 42,2

Plasticidad: alta (LL: 71/ IP: 29)

Porcentaje pasando la malla 200: 84,60

Capa 3: de 3,00 a 4,50 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo.

SUCS: CH

NSPT: 11- 26

Consistencia: De compacta a muy compacta

Contenido de humedad natural, W%: 30,4- 44,0

Plasticidad: alta (IP: 35/ LL: 66)

Porcentaje pasando la malla 200: 73,70

Peso volumétrico, γ (kg/m^3): 1815,11

Gravedad específica, Gs: 2,594

Cohesión no drenada, C_u (kg/cm^2): 0,28

Porcentaje pasando la malla 200: 73,70

Capa 4: de 4,50 a 5,00 metros

Arcilla densa con presencia de arena, color rojizo, se presenta rebote de mazo.

SUCS: CH

NSPT: 46 (RM)

Consistencia: dura

Contenido de humedad natural, W%: 41,6

3.5 Topografía del sitio

En la administración de la Planta de Tratamiento de Agua Potable ni en la Municipalidad se cuenta con registro de topografía realizada en el sitio con anterioridad. La topografía actual del proyecto obedece a la obtenida luego de que sucediera el deslizamiento de los taludes el pasado año 2015. Es por esto que se determinó la topografía original según los datos con los que se cuenta en el proyecto. En la siguiente figura 17 se muestra la topografía original de la Planta de Tratamiento.



Figura 17. Topografía del Plantel original

En la siguiente figura (18) se observa la topografía actual del Plantel. Cabe destacar que para el estudio y determinación de los parámetros geo mecánicos de los materiales se utilizó la topografía original a través de un retro análisis de lo obtenido y se corrobora con la condición actual en campo.

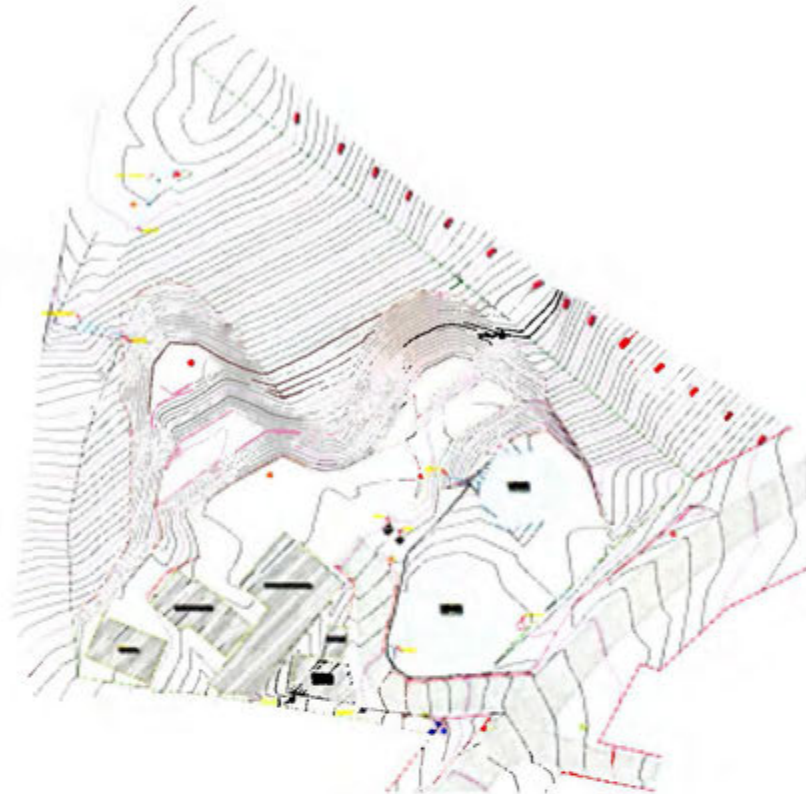


Figura 18. Topografía actual del Plantel.

3.6 Modelo geomecánico

Para el análisis y el cálculo de las propiedades geomecánicas de los materiales del talud, se tomaron en cuenta dos condiciones. A partir de la topografía original se generó un perfil para trabajar en un retro análisis y establecer la estabilidad y la sensibilidad de los materiales con respecto al nivel freático máximo en el talud, una vez obtenidas las condiciones aproximadamente correctas se analizó el talud con la topografía actual para identificar y verificar si los parámetros obtenidos concuerdan con lo ocurrido y existente en la actualidad. En la figura 19, se muestra el modelo del talud actual. (Programa utilizado: *Slide* programa que utiliza el método de Bishop simplificado para realizar los análisis de los sistemas).

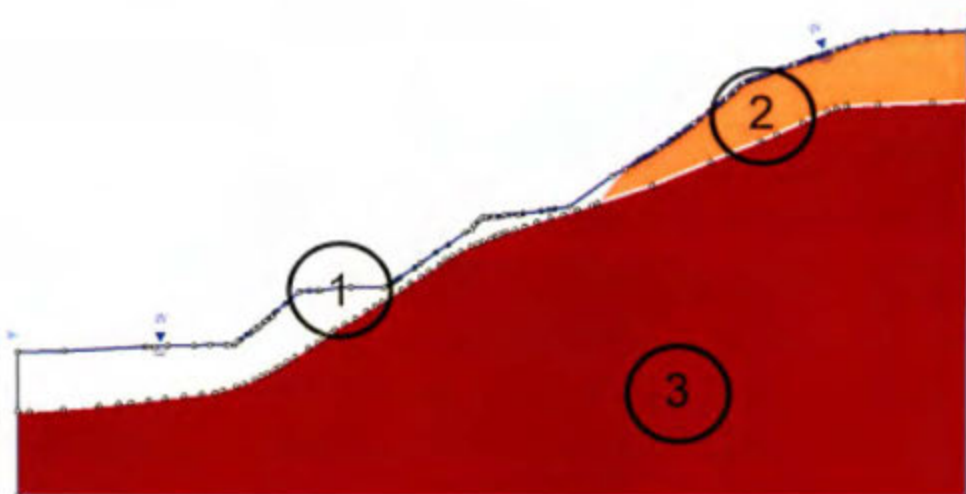


Figura 19. Modelo actual del talud

Donde a partir de la figura 19 se tiene que:

- El material indicado con el número 1 es la arcilla plástica.
- El material indicado con el número 2 es la arcilla arenosa
- El material indicado con el número 3 es el suelo muy firme

A partir de los análisis realizados se llegó a la determinación de que los parámetros geo mecánicos de los materiales existentes en el talud son los siguientes en la tabla 1:

Tabla 1. Características de los materiales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c: 15 kN/m ²	c: 15 kN/m ²	c: 80 kN/m ²
Φ : 20°	Φ : 2°	Φ : 10°

A partir de los datos obtenidos se pudo representar la falla más aproximada ocurrida el día del evento máximo en la Planta de Tratamiento por lo tanto en la figura 20 se presenta la falla ocurrida, la misma se logró corroborar con lo existente y ocurrido en sitio el pasado invierno del 2015.

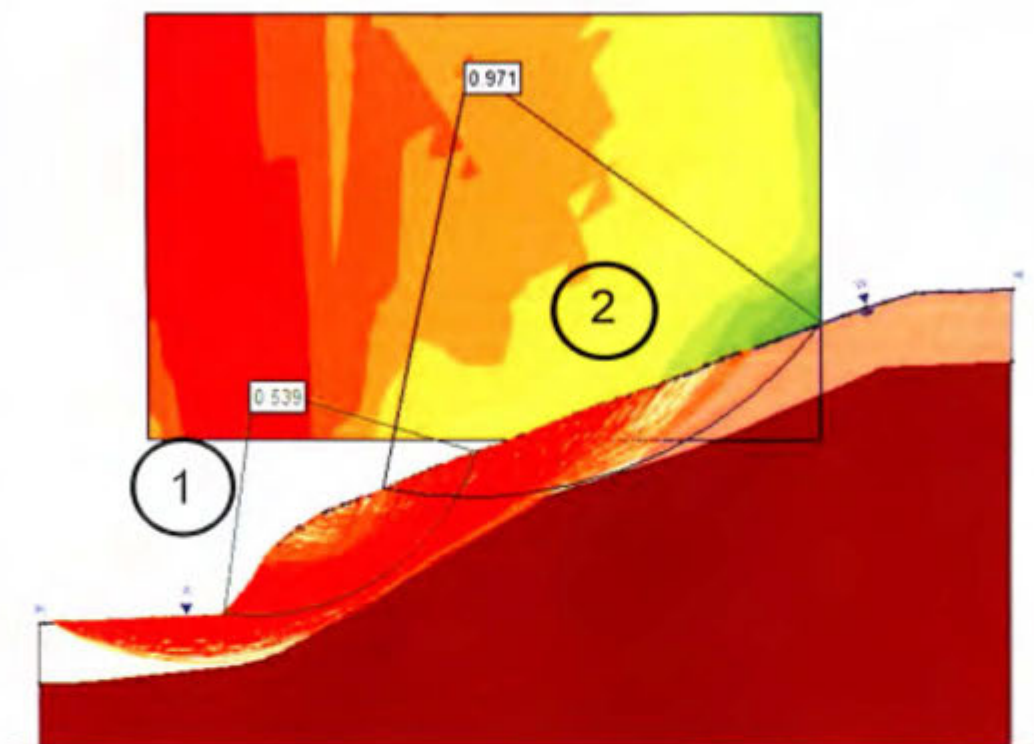


Figura 20. Falla ocurrida en el talud.

En la figura 20 se logra evidenciar dos fallas señaladas, la falla identificada con el número 1 fue la que ocurrió en primera instancia y a partir de esta ocurrió la falla 2 debido a que ya el sostén en el pie no existía sin embargo para que ocurra la falla 2, habría que remover el material que colapsó en la falla 1. A partir de esto, se obtiene como resultado las características presentadas en la tabla 1, a partir de ese modelo será con el cual se trabajará la solución geotécnica para la Planta de Tratamiento de agua potable.

4. CAPITULO IV. DISEÑO DEL SUELO REFORZADO

4.1 Análisis y proceso de determinación de diseño.

Una vez generado el modelo geomecánico, se realizó el análisis con las características en el programa Slide, ingresando en el cálculo un factor pseudodinámico de 0.2 obtenido a partir del tipo de sitio (suelo) y la zonificación, para los cuales se obtuvo los valores de: tipo de sitio S3 y una Zona III. Una vez que se ingresó al modelo actual las características geomecánicas, la condición de saturación completa y el factor pseudodinámico, se procedió a verificar la zona de falla más críticas para lo cual se obtuvo un factor de seguridad de 0.699 siendo el talud inestable en condición natural (sin obras de retención) y saturado como se muestra en la figura 21.

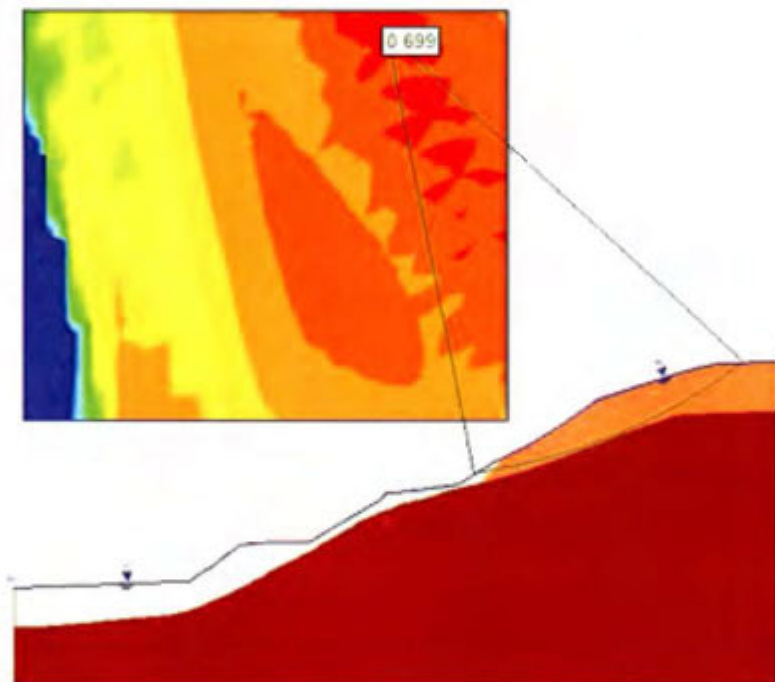


Figura 21. Falla propensa a ocurrir modelo final.

Dado este análisis, el talud en estudio es propenso a fallar en condición de saturación por lo tanto es necesario que se recomiende una obra de contención que prevenga cualquier riesgos de falla que pueda presentar el talud en el futuro, a sabiendas que la obra que está junto al talud es la Planta de Tratamiento de agua potable que abastece de recurso a los sectores de Aserri Centro y Salitrillos quienes al haber una falla pierden el acceso al agua potable y la peligrosidad que presenta para las comunidades anexas la posible falla.

A partir de esta situación es que se plantea la solución de un suelo reforzado para el talud, su condición actual es un terracedo que se elaboró a criterio del departamento de Ingeniería de la Municipalidad sin un diseño previo, simplemente intentado garantizar la estabilidad del talud y la seguridad de la comunidad mientras se realizaba una solución geotécnica que brinde la seguridad permanente ante cualquier eventualidad. Se elige un suelo reforzado debido a que se desea mantener el concepto verde en la zona debido a la cantidad de montañas y vegetación que cuenta el cantón. La proyección de la solución debía ser acorde con el deseo comunal y el suelo reforzado se caracteriza por la el crecimiento rápido de la vegetación en el paramento verde que se coloca en la cara frontal del muro que favorece el crecimiento, o sin embargo mientras está ese proceso es posible que estéticamente no luzca bien por las posibles deformaciones que pudiera sufrir los bloques. Esta deformación no afecta de manera estructural al muro es simplemente visual de los bloques en la cara frontal.

Se decide realizar la solución geotécnica de suelo reforzado también debido a que encima del talud no se construirá ninguna obra que genere carga extra por lo tanto una solución como soil nailing no es necesaria en la zona e irrumpiría con la formación de un cantón verde.

4.2 Proceso de diseño de solución geotécnica

Para realizar el diseño y el análisis del suelo reforzado se utilizó el programa MacStARS 2000 fabricado por la empresa Maccaferri. Se decidió utilizar la técnica de dicha empresa para lo cual ellos llaman esta solución geotécnica como Terramesh Verde, por lo tanto se utiliza el programa para realizar el diseño y las verificaciones de deslizamiento de los muros, estabilidad global y estabilidad interna para la solución planteada.

El proceso de diseño abarca desde el planteamiento del talud con su estratigrafía hasta el ingreso de los datos de cada suelo y el análisis de cada factor mencionado. Para iniciar el diseño se debe obtener los pares ordenados de los puntos del talud para la superficie y de cada estrato presente. El mismo cuenta con 3 tipos de suelo involucrado, ya detallados en la figura 19.

Una vez que se ha establecido el modelo en el programa, este se alimenta con las propiedades de cada material para tener todo cargado dentro del programa y poder hacer el diseño del suelo reforzado colocándolo a través de pares ordenados en el sitio de

interés formando bloques de 0.61 metros (que es como venden las mallas para colocación en campo) y determinando a cada que distancia se coloca el refuerzo adicional entre las capas de material, mismo que se puede colocar con toda su especificación debido a que MacStARS cuenta con todos los materiales que la empresa Maccaferri posee en el mercado. Se utiliza en este diseño un geotextil tipo WG150 a cada 0.61 metros de igual manera que el tamaño de los bloques, para el diseño no se requirió colocarlos a menor distancia. El mismo se diseña para un ángulo de reposo de 70° .

Como proceso inicial se procedió calcular la capacidad soportante del suelo donde como opción se iban a colocar dos muros de suelo reforzado. Para esta condición se obtuvo como resultado 3.96ton/m^2 , capacidad que es muy baja para los muros que se desean colocar en la figura 22 se indica los puntos a ubicar los muros.

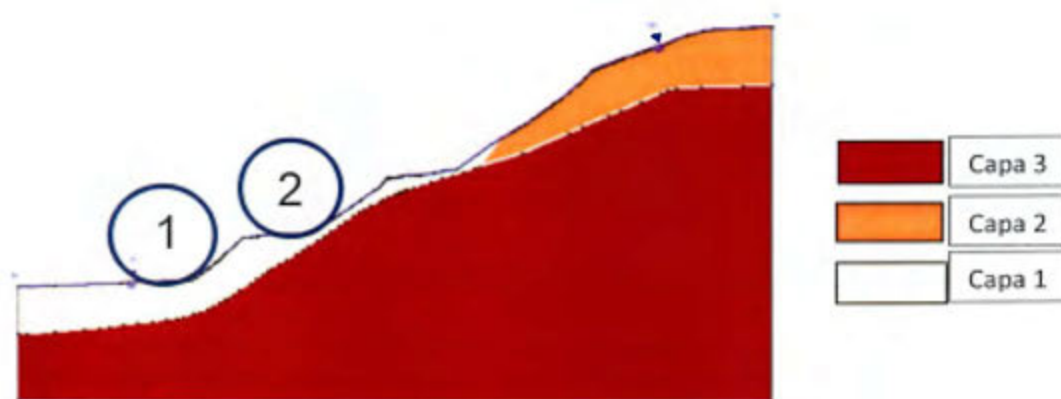


Figura 22. Ubicación de los muros a diseñar.

En la figura 22 se logra ver que los dos muros están cimentados en el material 1 sin embargo la capacidad soportante no es la suficiente para colocar este tipo de muros. Por lo tanto como opción 2 se decide cimentar en la capa 3, realizando el análisis para esta capa la capacidad soportante es de 32.22 ton/m^2 , mejor capacidad para soportar este tipo de muros. Se determina que se deben construir dos muros debido a que a partir del análisis en el programa con un solo muro el factor de estabilidad global estaba muy por debajo de $FS:1$ para condición pseudoestática según lo establecido en el Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

Se realiza el diseño para cimentar en el material 3 sin embargo se presenta el inconveniente que el material 3 se encuentra a una profundidad de 4 metros para el muro 1 y la altura del talud es de aproximadamente 4 metros para lo cual implicaría la construcción de un muro de aproximadamente 8 metros y para el muro 2 una profundidad

a la capa 3 de 2.5 metros y una altura de talud de case 5 metros lo que implica un muro de 7.5 metros nuevamente. Al realizar los cálculos el análisis del muro, a la profundidad del estrato 3, el cálculo da correcto con su estabilidad tanto global como interna y deslizamiento, sin embargo es un muro económicamente poco viable por el costo que representa dos muros de dicha altura con material granular y el refuerzo adicional.

Para generar un diseño más viable económicamente y más apegado a lo que realmente se puede construir, debido a que cavar una zanja de las dimensiones anteriores es muy poco factible por la estabilidad muy controlada, se decide realizar una sustitución de 1.5 metros aproximadamente por encima de la ubicación del estrato 3 en los dos puntos de construcción de los muros, de esta manera se disminuye la altura del muro y se mantiene la capacidad soportante del suelo alta para resistir las cargas el muro. Esto convierte esta opción de muro la más viable a partir de las opciones presentadas en el análisis. La sustitución se realizaría utilizando un material tipo lastre compactado para dar soporte y transmitir las cargas al material firme en la capa 3.

A lo largo de todo el análisis se variaron alturas del muro verificando las condiciones de factores de seguridad requeridos en el diseño. Como resultado de este estudio se obtiene que el muro 1 se cimenta a una profundidad de 1.45 metros y el muro 2 a una profundidad de 1 metro generado una sustitución de aproximadamente 1.5 metros bajo cada muro. El diseño final quedaría según se presenta en la figura 23. Dando como resultado que la altura final de los muros es la siguiente: para el muro 1 la altura es de 5.49 metros y para el muro 2 la altura es de 6.1 metros.

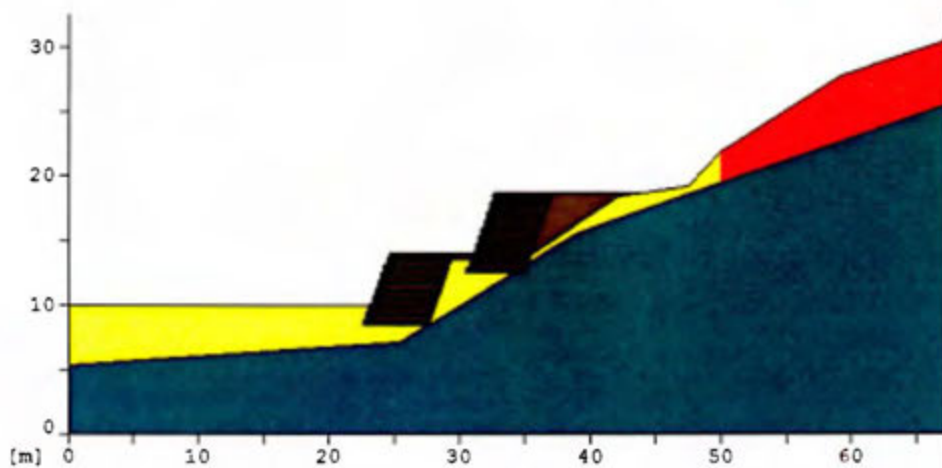


Figura 23. Ubicación final de los muros.

En la figura 23 no se logra evidenciar la capa de sustitución entre el muro y la capa 3 sin embargo para el análisis si se incorporan los datos al programa de la capa en la cual están apoyados los muros la cual es una cama de lastre compactado de 35 grados de fricción.

A partir de este diseño se verifica la estabilidad global final, estabilidad interna y el deslizamiento. En las siguientes figuras se muestran los diagramas referentes al cálculo de estas condiciones. Cabe mencionar que el programa toma en cuenta la carga extra que le produce el muro 2 al muro 1 y así se logra datos reales de cargas en el sitio. El programa MacStARS utiliza el método de bishop para el análisis de estas condiciones. Asimismo, se le incorpora el factor pseudoestático de 0.2 en el análisis.

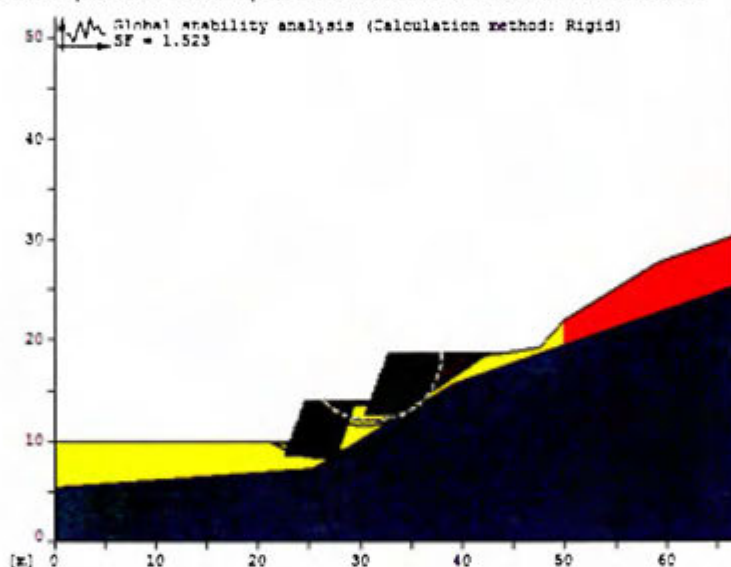


Figura 24. Estabilidad global pseudoestática

En la figura 24 se muestra el análisis de la estabilidad global pseudoestática del muro aplicando todas las condiciones y se obtiene un factor de seguridad de 1.523. Se verifica que la zona de falla crítica es similar a la obtenida en el programa Slide por lo tanto podemos corroborar que se cubre la posibilidad de deslizarse esa sección afectando todo el desarrollo del talud.

Se toma en consideración los factores de seguridad para diseño de taludes permanentes y análisis de laderas establecidos en el Código geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica donde para riesgos de daños económicos y ambientales, tipo medio y riesgo de pérdida de vidas, tipo bajo, en condición estática el factor de seguridad es 1.3 y en condición pseudoestática debe ser mayor a 1. Por lo tanto los análisis deben cumplir con estas dos premisas.

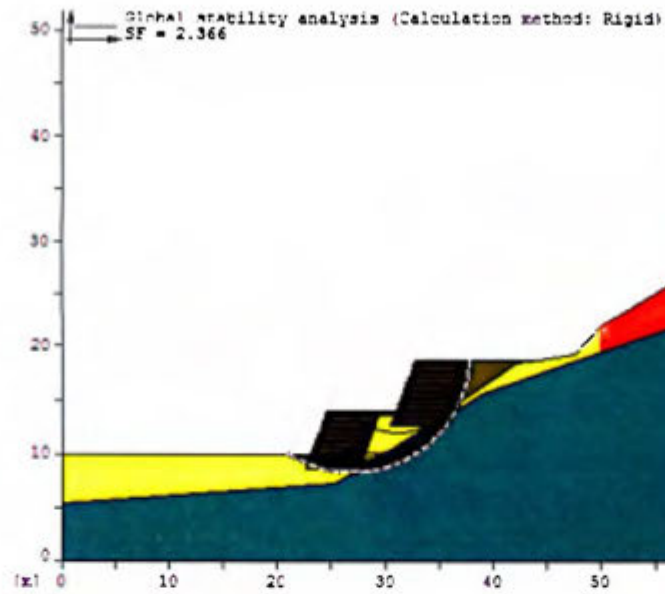


Figura 25. Estabilidad global estática

En la figura 25 se muestra el análisis de la estabilidad global estática del muro aplicando todas las condiciones y se obtiene un factor de seguridad de 2.366 cumpliendo con lo establecido.

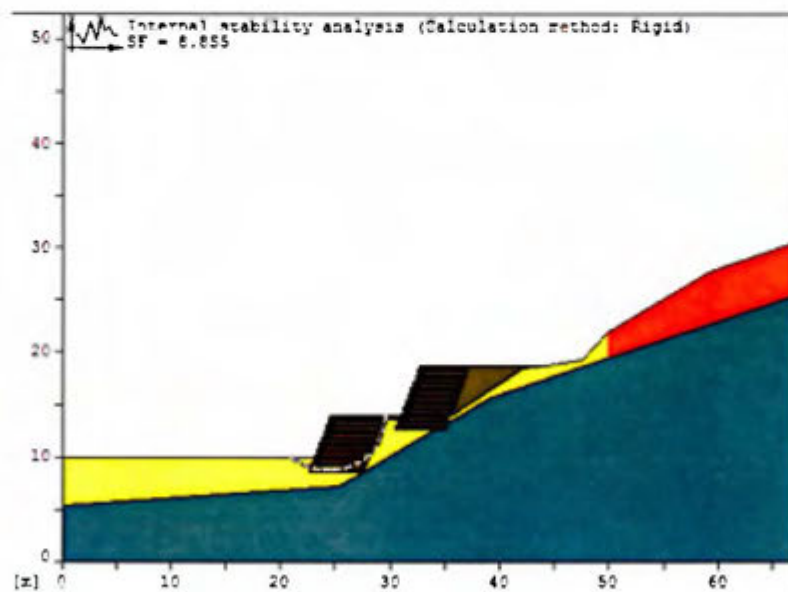


Figura 26. Estabilidad interna pseudoestática del bloque 1

En la figura 26 se realiza el análisis de la estabilidad interna pseudoestática del bloque 1 o muro 1 donde se genera el plano de falla interna y el factor de seguridad da

1.339 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

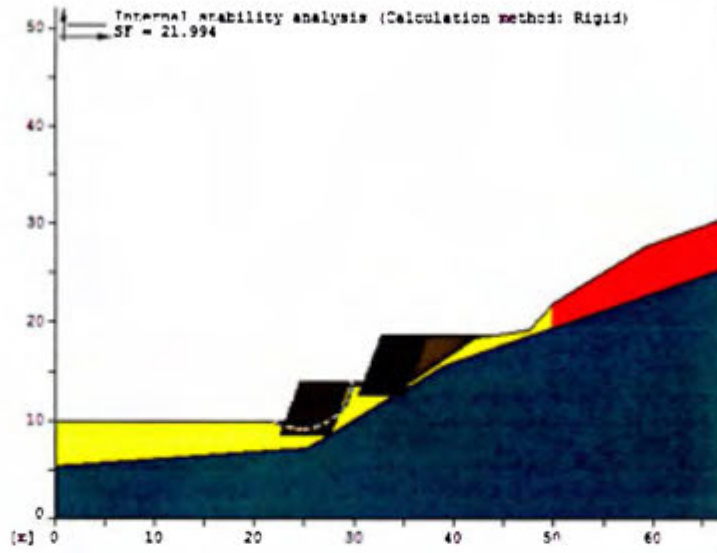


Figura 27. Estabilidad interna estática del bloque 1

En la figura 27 se realiza el análisis de la estabilidad interna estática del bloque 1 o muro 1 donde se genera el plano de falla interna y el factor de seguridad da 21.994 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

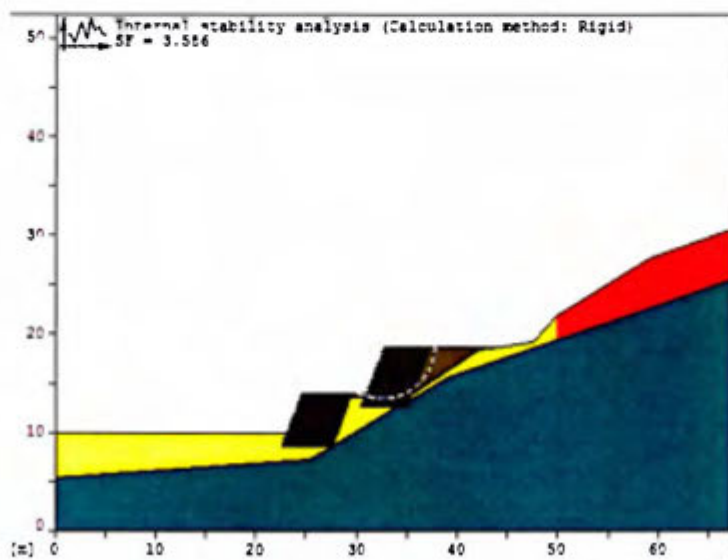
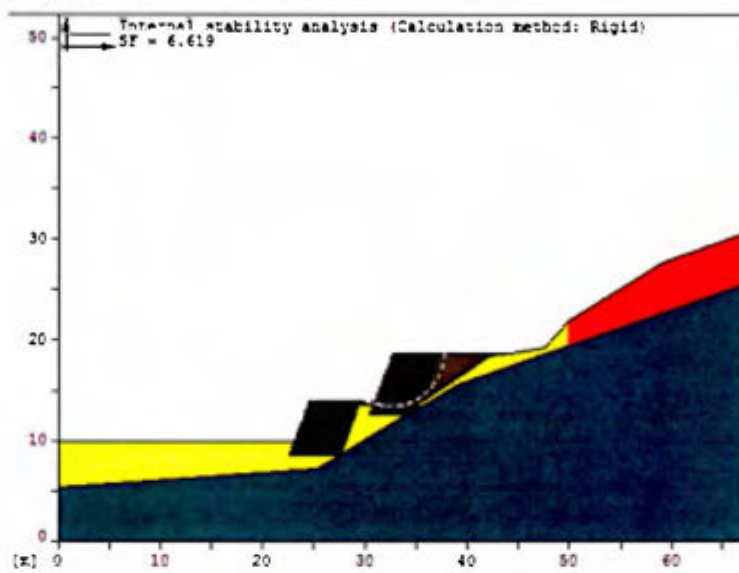


Figura 28. Estabilidad interna pseudoestática del bloque 2

En la figura 28 se realiza el análisis de la estabilidad interna pseudoestática del bloque 2 o muro 2 donde se genera el plano de falla interna y el factor de seguridad da 3.586 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.



En la figura 29 se realiza el análisis de la estabilidad interna estática del bloque 2 o muro 2 donde se genera el plano de falla interna y el factor de seguridad da 6.619 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

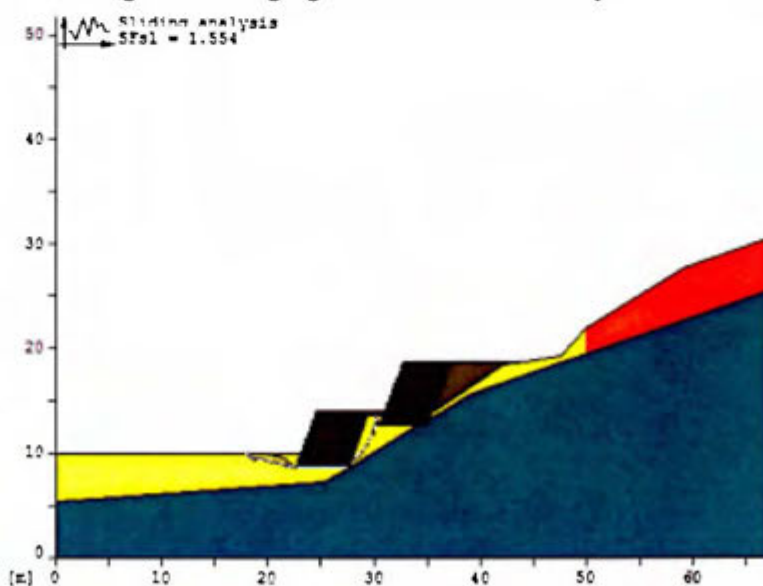


Figura 30. Análisis de deslizamiento pseudoestático en bloque 1

En la figura 30 se realiza el análisis de deslizamiento pseudoestático bloque 1 o muro 1 donde se genera el plano de falla por debajo del bloque por donde podría fallar y el factor de seguridad da 1.554 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

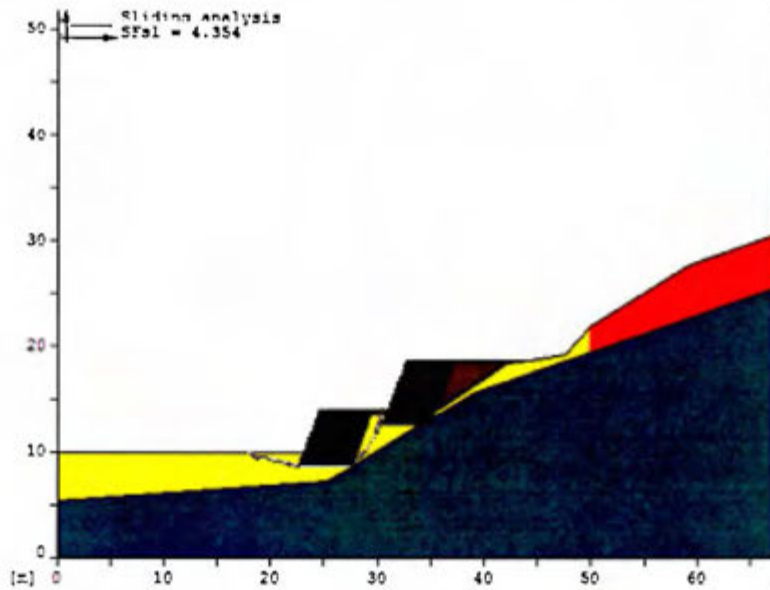


Figura 31. Análisis de deslizamiento estático en bloque 1

En la figura 31 se realiza el análisis de deslizamiento estático bloque 1 o muro 1 donde se genera el plano de falla por debajo del bloque por donde podría fallar y el factor de seguridad da 4.354 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

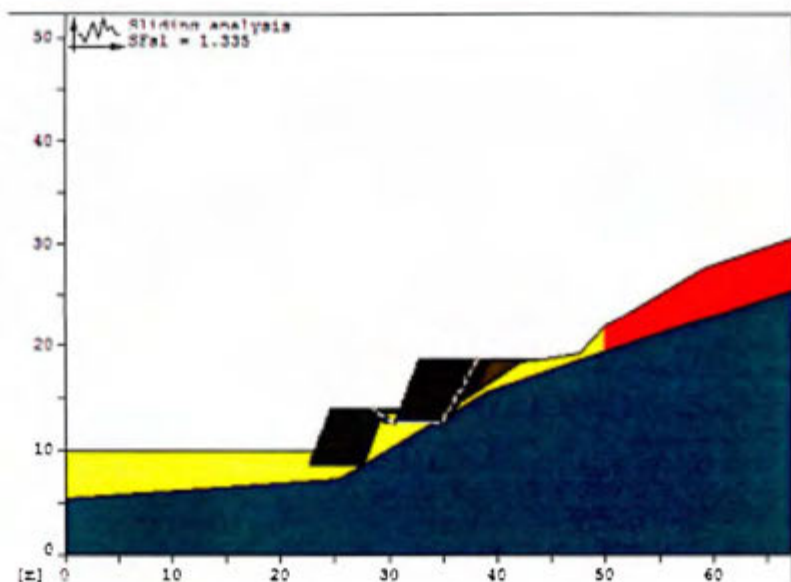


Figura 32. Análisis de deslizamiento pseudoestático en bloque 2

En la figura 32 se realiza el análisis de deslizamiento pseudoestático bloque 2 o muro donde se genera el plano de falla por debajo del bloque por donde podría fallar y el factor de seguridad da 1.335 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

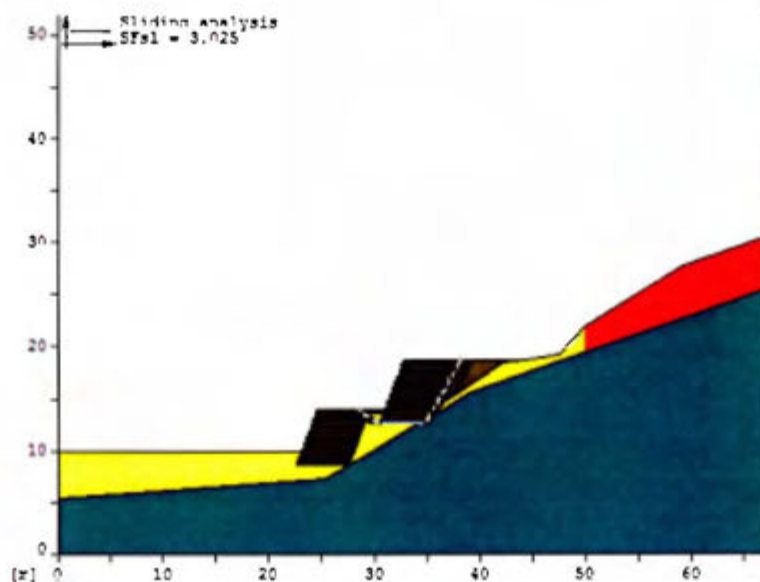


Figura 33. Análisis de deslizamiento estático en bloque 2

En la figura 33 se realiza el análisis de deslizamiento estático bloque 2 o muro donde se genera el plano de falla por debajo del bloque por donde podría fallar y el factor

de seguridad da 3.025 para lo cual está dando estable según el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

Para el análisis del volcamiento de los muros se determina que los 2 bloques se resuelven estables esto debido al peso que poseen y la forma de reposo que tienen los 2 muros.

En la sección de anexos se presentan los planos con las especificaciones del diseño de suelo reforzado con paramento verde para el talud de la Planta de Tratamiento de agua potable de la Municipalidad de Aserri.

5. CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

El suelo reforzado con paramento verde es un método de solución geotécnica accesible con pasos muy sencillos constructivamente que requiere de un análisis de estabildades y otros parámetros al igual que los demás métodos de contención para taludes. Sin embargo es la solución más amigable con el medio ambiente que rápidamente se puede mezclar con la vegetación proporcionando una sensación natural en el talud cuando las plantas han crecido. El paramento verde en la cara de la estructura al colocarle semillas produce que la vegetación crezca más rápidamente.

Cabe destacar que a pesar de la compactación de 95% de proctor estándar que debe tener el material utilizado para el muro, en la cara del muro se pueden llegar a producir pequeñas deformaciones que estéticamente no se ven bien y puede generar reacciones entre la comunidad, que el trabajo no se encuentra ejecutado de la manera incorrecta y que el muro puede sufrir de alguna falla. Estas deformaciones no son estructurales, únicamente de acomodo final del material.

A partir del análisis realizado y con la ayuda del programa Slide se obtuvo que los materiales pueden comportarse de muchas maneras. Sin embargo se debe encontrar las combinaciones apropiadas donde los materiales se comporten más establemente y acorde a la falla obtenida, por medio de un retro análisis, en la tabla 2 se indica características de los materiales que se obtuvieron de manera final para esta investigación.

Tabla 2. Características de los materiales

Arcilla arenosa	Arcilla plástica	Material rebote
γ : 19 kN/m ³	γ : 20 kN/m ³	γ : 24 kN/m ³
c: 15 kN/m ²	c: 15 kN/m ²	c: 80 kN/m ²
Φ : 20°	Φ : 2°	Φ : 10°

Se obtiene el diseño final con las especificaciones necesarias para realizar la solución geotécnica para la Planta de Tratamiento en donde se debe tomar en cuenta como primera condición la capacidad de soporte de los materiales para dar una solución

factible y accesible económicamente, donde no se vea comprometida la estabilidad del talud a trabajar ni las comunidades aledañas.

5.2 Recomendaciones

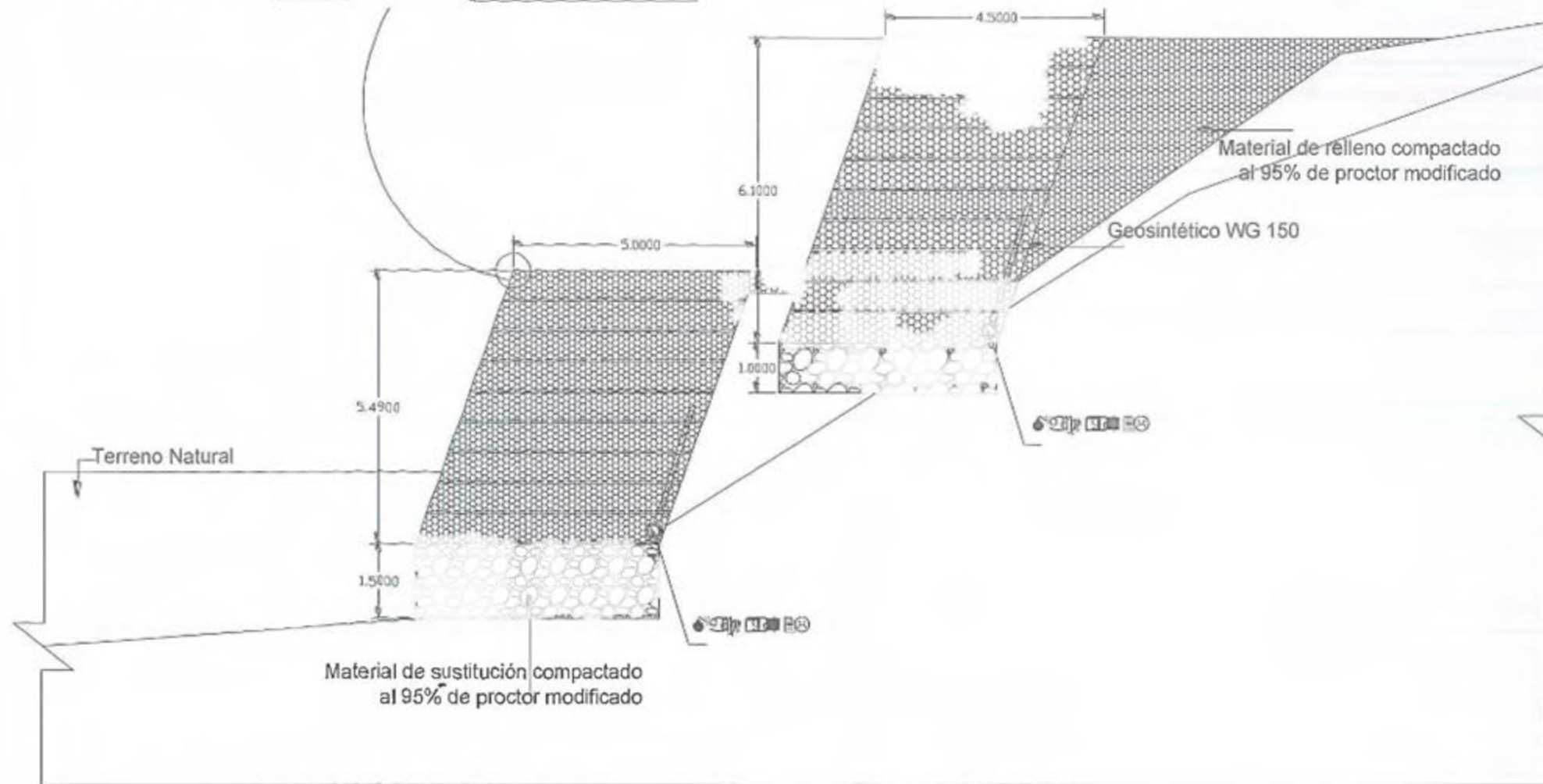
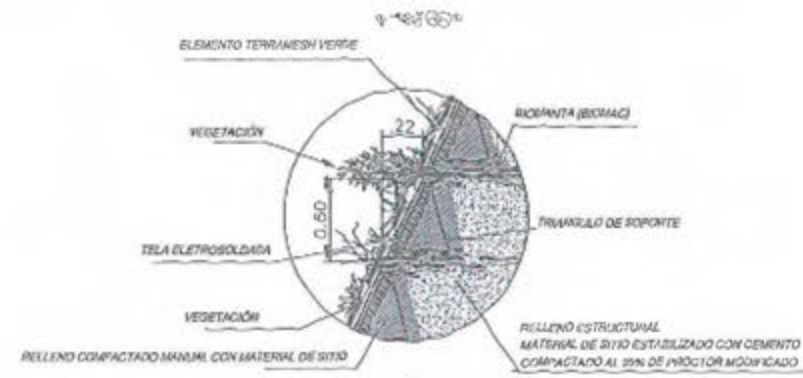
Como recomendación se puede indicar que se valore realizar un estudio comparativo económico con otro método de estabilización como el soil nailing (esto a pesar que no sea tan ambientalmente amigable como el suelo reforzado y no sea el interés de la comunidad para proyectar en el cantón) para tener un punto comparativo de la viabilidad económica del método. Esto debido a que al tener que realizar excavación hasta la capa 3 y sustitución de aproximadamente 1.5 metros puede incrementar el costo sustancialmente en conjunto con el demás valor de la construcción de 2 muros de 5.49 y 6.1 metros.

El sistema soil nailing es posible que no requiera de una significativa cantidad de pernos o anclajes debido a que el talud no será cargado con ninguna sobre carga en el futuro será simplemente la estabilidad del talud y esto implique un costo menor. Por lo tanto se podría generar este estudio comparativo para verificar la factibilidad de la solución dada para este proyecto.

6. CAPITULO VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

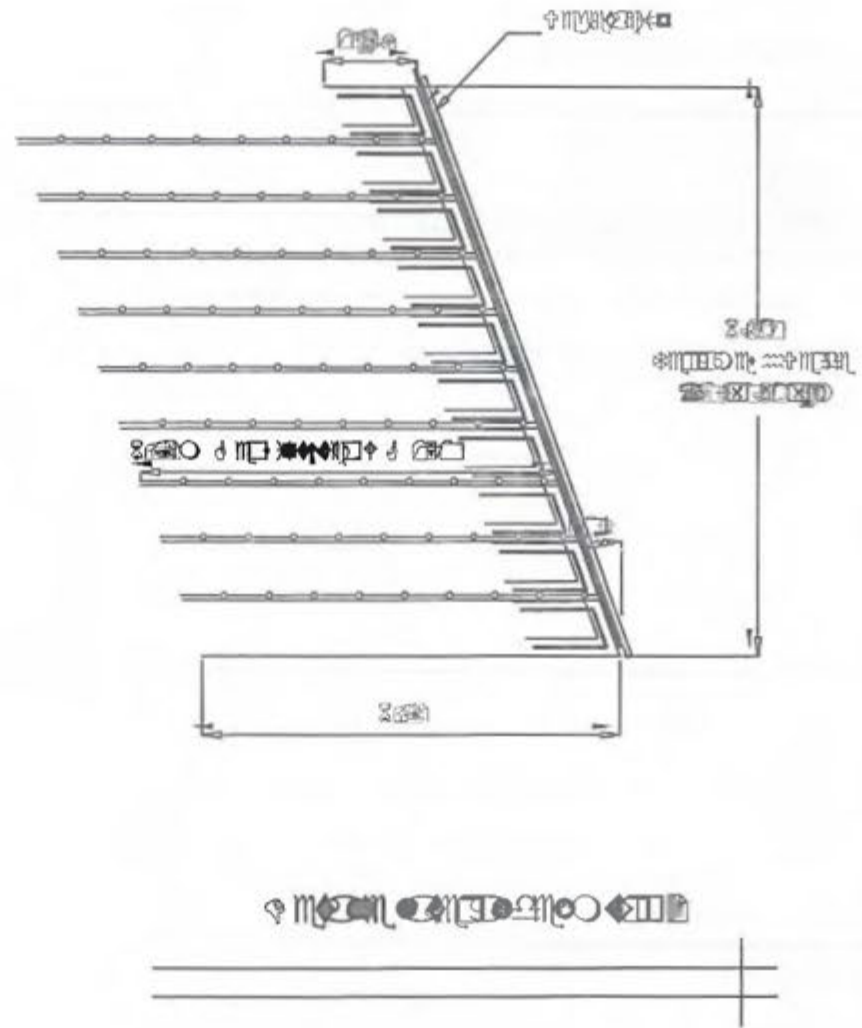
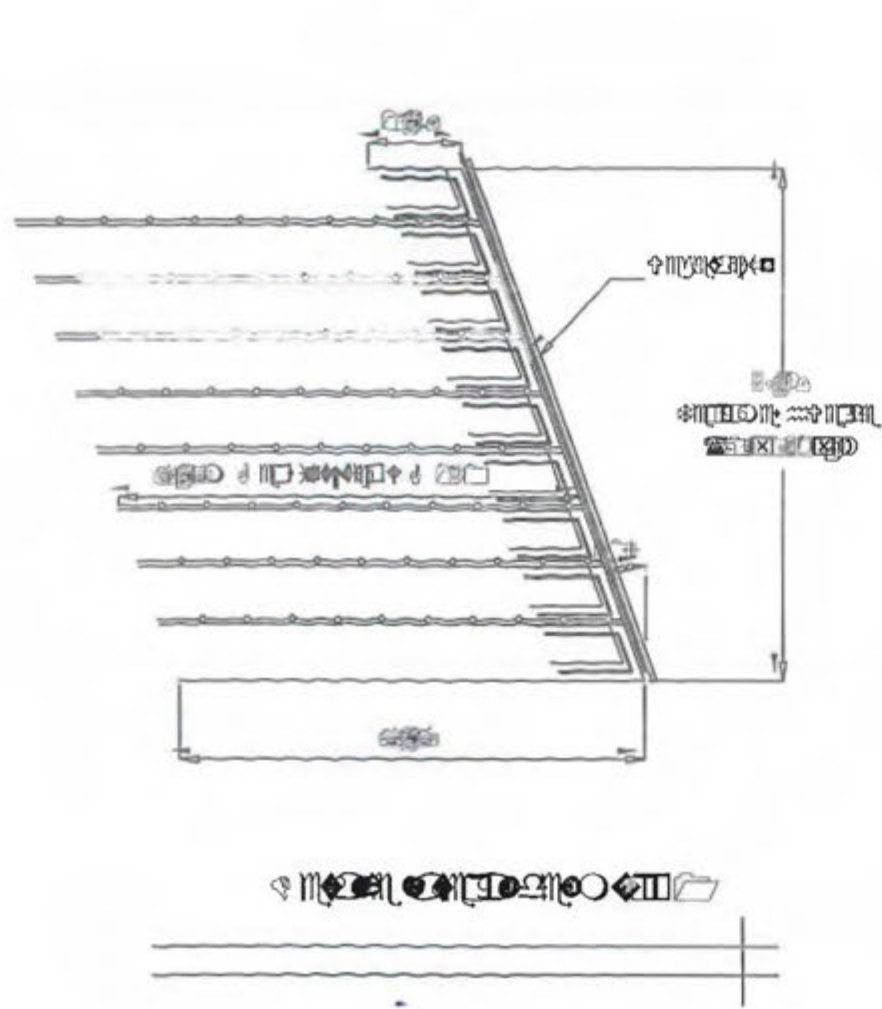
1. Andrés Curiel, Arturo L. Forteza Departamento Técnico - América T&S. Muro de contención en suelo reforzado, Solución alternativa a un muro tradicional de hormigón.
http://www.um.edu.uy/upload/investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf
2. Muros de contención reforzados con geotextil, capitulo 7, 155:172).
<http://ftp.unicauca.edu.co/cuentas/.cuentasbajadas29092009/lucruz/docs/Curso%20Electiva%20-%20Modulo%20Dise%F1o%20de%20muros%20de%20contenci%F3n/Lecturas/Capitulo7.pdf>
3. Hugo Egoavil Perea. Maccaferri Perú. Sistema de suelo reforzado Terramesh en Proyectos mineros.
4. https://geoapuntes.files.wordpress.com/2011/06/msew_terramesh-system-en-proyectos-mineros.pdf
5. Complejo Creativo. Tipos de geotextil
6. <http://www.geofixsl.com/?ids=308>

7. CAPITULO VII. ANEXOS



<p> </p>	<p> </p>
<p> </p>	<p> </p>

Vista lateral de los muros de suelo reforzado para la Planta de Tratamiento de Agua Potable de la Municipalidad de Aserrí



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 CARRERAS DE INGENIERÍA CIVIL Y DE INGENIERÍA DE OBRAS DE CONCRETO
 TALLERES DE DISEÑO DE OBRAS DE CONCRETO

Vista lateral de los muros de suelo reforzado para la Planta de Tratamiento de Agua Potable de la Municipalidad de Aserri

Tabla de contenidos

Tabla de contenido.....	i
Resumen.....	iii
Listas de Tablas.....	iv
Listas de Figuras	v
Listas de Ecuaciones.....	vi
1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Problema.....	2
1.2 Objetivos de la investigación	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Importancia.....	3
1.4 Alcances y limitaciones	3
1.4.1 Alcances	3
1.4.2 Limitaciones	4
1.5 Metodología.....	4
2. CAPÍTULO II. GENERALIDADES	5
2.1. Muro anclados	5
2.2. Soil Nailing y su comportamiento.....	6
2.2.1. Estados límite de falla y resistencia	7
2.3. Metodología del Proceso Constructivo	12
2.3.1. Movimiento de Tierra o Excavación:	12
2.3.2. Perforación para instalación de anclajes/pernos e inyección:.....	13
2.3.2.1. Perforación.....	13
2.3.2.2. Inyección.....	15
2.3.3. Armado del muro.....	15
2.3.4. Elaboración y Lanzado de Concreto:	16
2.4. Implementación de Anclajes.....	16
3. CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO	22
3.1. Localización.....	22

3.2.	Geología	22
3.3.	Geomorfología	23
3.4.	Caracterización geotécnica del sitio.....	25
3.5.	Topografía del sitio.....	29
4.	CAPITULO IV. DISEÑO.....	37
4.1.	Modelo de talud.....	37
4.2.	Análisis del Soil Nailing	37
5.	CAPITULO V. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	43
6.	CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	45
6.1.	Conclusiones.....	45
6.2.	Recomendaciones.....	47
7.	CAPITULO VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	48
8.	CAPITULO VIII. ANEXOS	49

Resumen

Debido a un sistema de baja presión en la Vertiente del Pacífico y el Valle Central así como de las consecuencias de la tormenta Tomas, el talud que da pie a una sección del camino C-1-06-086-00 en Monterrey de Aserri se vio afectado por la ocurrencia de un deslizamiento. El paso regular de vehículos pesados, entrada y salida de los habitantes para sus hogares, sitios de trabajo y estudio, la comunicación entre las comunidades y la extracción de productos agrícolas para la venta se vieron fuertemente perjudicados. A través de la ayuda otorgada por la Municipalidad y la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias, se logra la habilitación provisional del camino.

A partir de esta situación es que el objetivo primordial de este estudio es diseñar un muro anclado para el talud en Monterrey, para proporcionar un acceso seguro a los habitantes que fueron afectados por el deslizamiento y colapso parcial del camino.

Adicionalmente se pretende diseñar y elaborar los planos para la construcción de un muro anclado en el talud, teniendo como insumo el modelo geo mecánico que represente de la mejor manera la realidad del sitio y con la ayuda de un programa de cómputo que facilite el análisis de la solución y la verificación de su funcionamiento correcto.

Se incluye un documento de especificaciones técnicas para la valoración de los elementos constructivos en la obra para proporcionar el control las resistencias del concreto, calidad de los pernos y placas a usar en la pantalla, calidad de las mallas electrosoldadas, entre otros.

Listas de Tablas

Tabla 1.....	19
Tabla 2.....	21
Tabla 3.....	27
Tabla 4.....	28
Tabla 5.....	33
Tabla 6.....	34
Tabla 7.....	34
Tabla 8.....	46

Listas de Figuras

Figura 1.....	6
Figura 2.....	8
Figura 3.....	9
Figura 4.....	9
Figura 5.....	10
Figura 6.....	10
Figura 7.....	11
Figura 8.....	11
Figura 9.....	14
Figura 10.....	22
Figura 11.....	28
Figura 12.....	29
Figura 13.....	30
Figura 14.....	31
Figura 15.....	31
Figura 16.....	32
Figura 17.....	35
Figura 18.....	36
Figura 19.....	39
Figura 20.....	39
Figura 21.....	40
Figura 22.....	40
Figura 23.....	41
Figura 24.....	41
Figura 25.....	42
Figura 26.....	43

Listas de Ecuaciones

Ecuación 1.....	18
Ecuación 2.....	18
Ecuación 3.....	18
Ecuación 4.....	19
Ecuación 5.....	20

1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

1.1.1 Antecedentes

Debido a los efectos de un sistema de baja presión ubicado en el mar Caribe entre Costa Rica y Panamá, así como por las consecuencias indirectas de la Tormenta Tropical Tomás, se presentaron fuertes y extraordinarios aguaceros con tormentas eléctricas prácticamente en todo el país; sin embargo su mayor intensidad se dio en la Vertiente del Pacífico y Valle Central.

El Instituto Meteorológico Nacional determinó que este fenómeno se formó debido a un sistema de baja presión en la troposfera y a la convergencia de los vientos del Pacífico y del Caribe. Como consecuencia de los fuertes aguaceros, se produjeron desbordamientos en varios ríos y consecuentemente fuertes inundaciones repentinas.

Los efectos directos de este fenómeno natural sobre el cantón de Aserri se visualizaron de manera radical, más que todo en los distritos de: Vuelta de Jorco, Monterrey, Aserri Centro, San Gabriel y La Legua. Se acumuló mucha agua pluvial en los terrenos provocando saturación de los suelos, crecimientos fuertes de los cauces de los ríos y aumento considerable de escorrentía superficial principalmente en quebradas y ríos urbanos. Por esta razón los índices de humedad en el suelo, y las altas pendientes aumentaron los deslizamientos e inundaciones en las zonas afectadas. Esta situación del terreno ha generado pérdidas en la producción agrícola (producción de café, jocote y otros granos), incomunicación entre las comunidades, daños cuantiosos en infraestructura vial, comunal y domiciliar, evacuación de personas damnificadas y ubicación de ellos en diferentes albergues, así como una situación socioeconómica crítica de las comunidades más afectadas.

El Gobierno Local aplicó medidas correctivas inmediatas, sin embargo fueron insuficientes dada la magnitud de los daños y la cantidad de los diversos sectores de impacto en todo el cantón. Específicamente en el caso de Monterrey, la medida inicial fue la limpieza del camino para habilitar el paso de manera parcial para permitir la comunicación y el tránsito de aproximadamente 10.450 habitantes específicos de los sectores de La Uruca, La Legua de Los Naranjos, Jocotal, La Legua y Monterredondo (este camino es ruta de evacuación o ruta secundaria y comunicación de otros distritos de Aserri y cantones como Acosta), los cuales no tienen otro camino de acceso en buen estado más que el camino C-1-06-086-00. Los principales usuarios de este camino son

los agricultores, lo cual se constituye en la vía para la distribución de sus productos al área metropolitana y otros sectores de venta.

A partir de lo ocurrido en el país por el sistema de baja presión, la destrucción y las muertes ocasionadas por las fuertes ondas tropicales, el Poder Ejecutivo declaró Emergencia Nacional y se emitió el Decreto de Emergencia No. 36252, con el cual se generó la contratación de los estudios geotécnicos del sitio en Monterrey, para la posterior construcción de la solución al problema.

1.1.2 Problema

En consecuencia de los eventos climatológicos comentados anteriormente en el talud que da pie al camino C-1-06-086-00, se ha visto afectado pues ocurrió un deslizamiento que compromete el correcto paso de los vehículos, generando afectación a las comunidades aledañas y poniendo en riesgo la vida de los habitantes que transitan por la vía.

Debido a los hechos ocurridos, la Municipalidad de Aserri con ayuda de la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias, generó la contratación por los estudios geotécnicos de la zona para un eventual diseño de una solución geotécnica que de estabilidad a la sección más críticamente afectada. Por tanto en este trabajo de investigación se pretende diseñar una solución de estabilización definitiva y efectiva para atender el talud afectado y prevenir un mayor desastre que comprometa las viviendas que se encuentran cerca del sitio del evento.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general.

- Realizar el diseño de un muro anclado para la contención de la masa del suelo para habilitar completamente el camino que comunica Monterrey con diversas comunidades, específicamente entre las estaciones 0+024 y 0+060 del camino C-1-06-086-00.

1.2.2 Objetivos específicos.

- Establecer un modelo geológico geotécnico del sitio.

- Diseñar un muro anclado para el talud en la entrada del camino C-1-06-086-00 en Monterrey.
- Indicar las características generales de los muros anclados.
- Elaborar los planos de la obra de contención.
- Elaborar un documento de especificaciones técnicas de la obra.

1.3 Importancia

La importancia del proyecto yace en la necesidad de construir una obra geotécnica de estabilización en el camino C-1-06-086-00 entre las estaciones 0+024 y 0+060, debido a que por eventos naturales imprevisibles afectó un talud que da pie al camino principal de diversas comunidades y genera el tránsito de aproximadamente 26.850 habitantes entre los sectores de San Gabriel, Tarbaca, La Legua y Vuelta de Jorco todos del cantón de Aserri más los habitantes de Acosta no contemplados en ese conteo que utilizan el camino como salida a la GAM y sectores como la zona de Los Santos y León Cortés.

Por lo tanto el análisis y el diseño de la solución a la estabilidad de los taludes es esencial para brindar seguridad en el tránsito y agilizar el ingreso y salida de los habitantes a sus hogares y sitios de trabajo. Adicionalmente cabe destacar que es la vía principal de estudiantes que asisten al Colegio de Monterrey de los sectores de La Uruca y la Legua de los Naranjos.

1.4 Alcances y limitaciones

1.4.1 Alcances

El presente trabajo busca realizar el diseño de un muro anclado para un análisis real de un proyecto, el cual tiene una afectación directa debido la desestabilización de un talud que da pie a una sección del camino C-1-06-086-00 entre las comunidades de Monterrey, La Legua, Vuelta de Jorco y San Gabriel.

Establecer una solución geotécnica para los taludes utilizando la topografía del sitio afectado y planteando un modelo geo-mecánico obtenido a través de los estudios geotécnicos en el sitio por medio del decreto de Emergencia No. 36252, solicitados en la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias.

Elaborar los planos de la obra de contención a realizar para generar estabilidad y habilitar un paso correcto para los habitantes de la comunidad, así como elaborar un listado de las especificaciones técnicas para la obra.

1.4.2 Limitaciones

La investigación geotécnica del proyecto fue elaborada únicamente con una perforación mediante ensayo SPT, continuándola con perforación a rotación misma que no se pudo extraer ninguna muestra competente para análisis. Por tanto solo se tiene la perforación a SPT y la geofísica realizada para el cálculo de las propiedades geomecánicas.

1.5 Metodología

Este trabajo de investigación pretende dar una solución geotécnica a un proyecto accedido a través de la Municipalidad de Aserri, por lo cual que se va a apoyar de los insumos obtenidos en estudios bajo la custodia de dicha entidad tales como: perforaciones realizados mediante el ensayo SPT (Standard Penetration Test) en el talud deslizado y topografía del sitio de afectación.

A partir de esta información se genera un modelo geo-mecánico que presenta la situación actual del suelo (la cohesión y la fricción aproximadas a la real). El diseño se realizará tomando en cuenta el talud en su estado actual.

Se utilizará suministros de empresas que en la actualizada realicen ese tipo de soluciones de contención para determinar las condiciones correctas para realizar el diseño de la obra. Asimismo, se dispondrá de recurso bibliográfico para alimentar la investigación otorgando explicación, parámetros e información adicional para lograr llevar a cabo con éxito los objetivos generales y específicos del proyecto en estudio.

2. CAPÍTULO II. GENERALIDADES

2.1. Muro anclados

Existen dos tipos de muros: los anclados con anclajes activos conocidos como muros anclados y los anclados con anclajes pasivos conocidos como Soil Nailing. Para los muros tipo soil nailing, los pernos empiezan a trabajar cuando el terreno intenta deslizarse o se generan deformaciones a partir de este momento se inicia a desarrollar su capacidad por fricción y evitando que suceda la falla. Si el terreno no se desestabiliza o intenta deslizarse entonces los pernos no iniciarán a trabajar ya que así es el diseño de estos.

En los muros tipo soil nailing la variación de la altura del talud incide directamente en el percibimiento de deformaciones en el terreno, a mayor altura mayor deformación. Este sistema es muy utilizado cuando el talud a intervenir es principalmente para usos como: parqueos, parques, carreteras, aceras, etc., esto debido a que su principio es el perno iniciar a trabajar cuando ocurren deformaciones sin embargo en construcciones como casas, edificios u obras importantes, no es permitido que se presente este rango "aceptable" de deformaciones ya que estas obras no resistirán las deformaciones sin versen afectadas, es por esto que este sistema no es apto para cuando el interés son obras de importancia.

Los muros anclados son utilizados para la construcción de muros de retención o para asegurar cortes en excavaciones. Los anclajes son usados para proporcionar una precarga de los sistemas estructurales aplicando tensión por medio de sistemas hidráulicos al tendón del anclaje, que puede ser tanto barras como cables de acero de alta resistencia. El cable o barra es enlazado al suelo o roca por medio de una lechada cemento. La precarga aplicada sirve para limitar el desplazamiento de la estructura, esto con el fin de evitar asentamiento que puedan ocasionar el daño en estructuras existentes o la falla de un corte generado por una excavación. Los anclajes varían en su longitud dependiendo tanto de la estratigrafía del sitio y sus condiciones geológicas, como de la geometría y cargas a las que se ven sometido: Los anclajes típicamente son de 30 toneladas a 60 toneladas.

Los anclajes permanentes incorporan una variedad de sistemas de la protección contra la corrosión que son determinados por las condiciones específicas del sitio de trabajo, al

presupuesto y a la duración de la obra. Como se mencionó anteriormente los anclajes empiezan a trabajar en el momento que son sometidos a la precarga, sin la necesidad de que se deba dar un desplazamiento en el elemento a estabilizar. Por lo que su función en sitios donde el talud se encuentra en colindancia con estructuras existentes es muy efectiva, ya que evita el daño de las estructuras por asentamientos.

2.2. Soil Nailing y su comportamiento

Las cargas que se desarrollan dentro del sistema de anclajes son producidas por el resultado principalmente de la interacción friccionante entre el perno y el suelo. Secundariamente, se dan por la interacción entre el suelo y la pantalla de concreto, responsable de la tensión producida en la cabeza del anclaje (típicamente es un porcentaje de la tensión máxima en el anclaje). Esta tensión máxima ocurre dentro del cuerpo del anclaje a una distancia desde la cara del muro, donde pasa la línea de tensión máxima y que depende directamente de la ubicación del perno en el eje vertical. Esta línea divide el cuerpo del perno en dos zonas; la primera es la "zona activa", que está cerca de la cara del muro y donde los esfuerzos de corte ejercidos por el suelo sobre el refuerzo se dirigen hacia el exterior y tienden a llevar el anclaje fuera del suelo. La otra zona de acción de cargas se denomina "zona resistente", donde el cortante se dirige hacia el interior de la masa del suelo y tiende a restringir al refuerzo de extracción. En la figura 1 se ejemplifica estas dos zonas tanto la resistente como la activa.

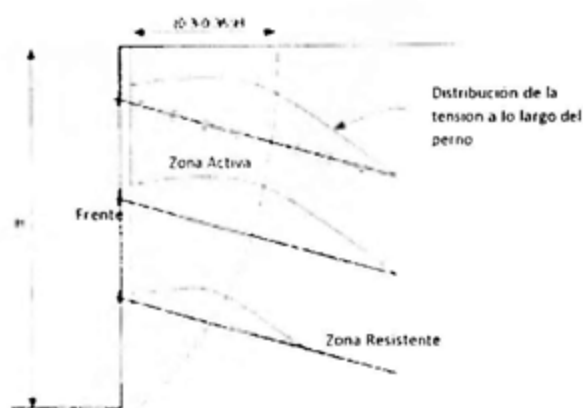


Figura 1. Comportamiento del sistema Soil Nailing

Esa línea de tensión máxima no corresponde a la superficie de deslizamiento del sistema completo, pero sí refleja el comportamiento de interacción entre el suelo con el sistema de refuerzo de anclajes y la pantalla de concreto lanzado. El anclaje como tal, funciona para unir la zona activa con la zona resistente. Si se busca dar solución de estabilidad, el anclaje debe ser adecuado para proveer la fuerza soportante y estabilizar el bloque de tierra activo. Es importante que el refuerzo esté embebido a una distancia considerable en la zona resistente, para prevenir la falla por arrancamiento.

En el caso de que se construya un sistema de muro anclado con pernos pasivos muy largos de alta capacidad en tensión, considerando un sistema en la cara del muro con tensiones modestas, la falla más común se presenta en la pantalla o en la conexión del anclaje a la cara del muro; es decir, se presenta una falla por flexión o por cortante. El arrancamiento, en este caso, ocurre dentro de la zona activa.

Por otro lado, en el caso de contar con anclajes de alta capacidad en tensión pero de poca longitud, la falla es por arrancamiento de los anclajes de la zona de resistencia. Además, la capacidad del perno a resistir las fuerzas activas del suelo, depende de su longitud detrás de la superficie de deslizamiento y por la resistencia al arrancamiento que puede ser desarrollada entre el anclaje y el suelo en cuestión. En este caso, la capacidad de arrancamiento es menor que la resistencia a la tensión del perno y además, es menor que la tensión en la cara del muro y el arrancamiento en la zona activa. Otra situación para este sistema es encontrarse con pernos de larga longitud, una modesta resistencia a la tensión y un sistema de alta capacidad en la cara. En estos casos la falla por tensión en el anclaje ocurre antes de que el esfuerzo en la cara sea superado o que el arrancamiento de la zona de resistencia pueda ocurrir.

2.2.1. Estados límite de falla y resistencia

Existen varios estados de falla que intervienen en el comportamiento normal de un muro de retención, como los estudiados en esta sección. Los mismos se describen a continuación.

A. Estabilidad Global

- Estabilidad interna: este tipo de estabilidad global contempla el aporte o contribución de los anclajes. Además, debe ser considerada para superficies de deslizamiento potenciales extendidas a través del suelo y por los anclajes.
- Estabilidad global general: en este caso, no se considera el aporte de los anclajes a la estabilidad del sistema. Ocurre cuando, por la excavación, del talud se genera una carga de desequilibrio que causa un levantamiento en el talón del muro y por ende el asentamiento de la estructura (muro y anclajes). No suele ser una falla común en muros anclados de hormigón proyectado, sin embargo se puede presentar cuando el muro se construye en suelos blandos y finos, como se muestra en la figura 2.

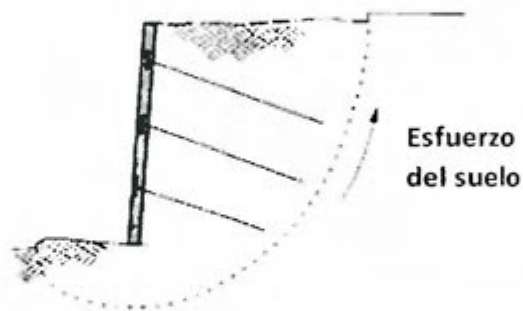


Figura 2. Estabilidad global general del sistema

- Estabilidad global: esta comprobación consiste en considerar tanto al talud como a los refuerzos, como un bloque rígido. En este tipo de análisis primero se establece una superficie de deslizamiento del talud, que puede ser una aproximación circular, unilineal o bilinear, pero siempre y cuando se sigan los conceptos de la mecánica de suelos. Luego, se consideran todas las cargas que actúan sobre el bloque suelo refuerzo, tomando en cuenta tanto las estabilizantes como las desestabilizantes para determinar el factor de seguridad. El método consiste en determinar una superficie de deslizamiento crítico en la cual el factor de seguridad de la relación fuerzas estabilizantes para las fuerzas desestabilizantes es menor, para luego comparar con el factor de seguridad mínimo establecido para la

estabilidad global. Considera un tirón global, generado por debajo de todo el sistema. El tirón potencial en la base debe ser evaluado cuando hay presencia de suelos blandos de grano fino debajo de la pantalla de concreto, como se muestra en la figura 3.

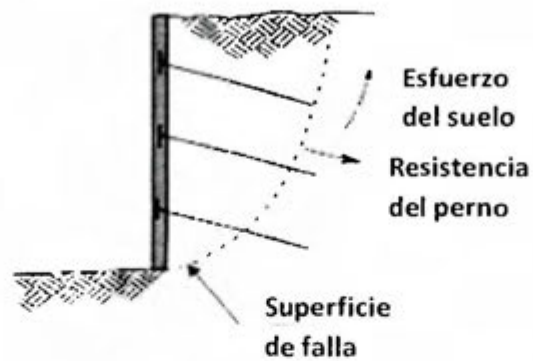


Figura 3. Estabilidad global del sistema

B. Estado límite de resistencia

- Estado límite geotécnico: ocurre cuando la resistencia del suelo se moviliza plenamente por la superficie de deslizamiento.
- Estabilidad al deslizamiento lateral: el desplazamiento lateral no está presente en todos los sistemas de Soil Nailing. Es por esta razón que el deslizamiento puede tomarse como un estado límite de estabilidad global que se da cuando los anclajes no contribuyen a la estabilidad del sistema o cuando una capa de un suelo débil se encuentra por debajo del sistema de anclajes. Para este tipo de análisis se considera la teoría de Rankine y la de Coulomb para el empuje activo del suelo. Para analizar la capacidad de deslizarse de un muro, nuevamente se le considera como un bloque a toda la estructura y se analizan las fuerzas que empujan al muro y las fuerzas que lo retienen. Como siempre, el factor de seguridad al deslizamiento se establece como la razón entre las fuerzas resistentes horizontales y las fuerzas deslizantes horizontales, como se muestra en el figura 4.

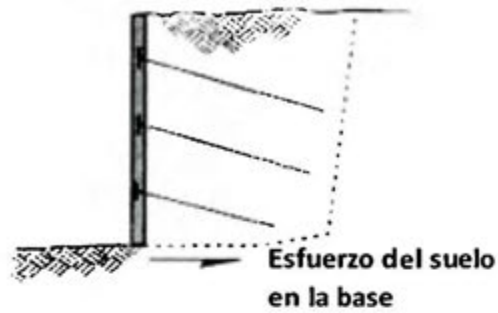


Figura 4. Estabilidad al deslizamiento del muro.

- Estabilidad al arrancamiento: el esfuerzo de arrancamiento se ve ligado por la fuerza de fricción que existe entre la lechada de recubrimiento del anclaje y el suelo que está en contacto con él, como se observa en la figura 5.

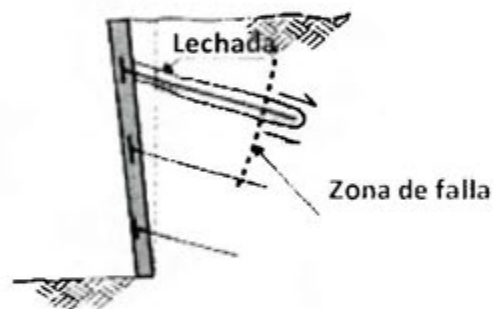


Figura 5. Estabilidad de arrancamiento.

C. Estado límite estructural

Es la segunda categoría de división de los estados límites de esfuerzos, y a su vez se divide en tres parámetros de estabilidad que son: la tensión en los anclajes, flexión en la cara del muro y el punzonamiento.

- Tensión en el anclaje: la tensión máxima de diseño de un anclaje debe respetar el mínimo valor entre la resistencia nominal de arrancamiento, la resistencia nominal de la tensión axial y la resistencia en tensión en la cara del muro, como se muestra en la figura 6.

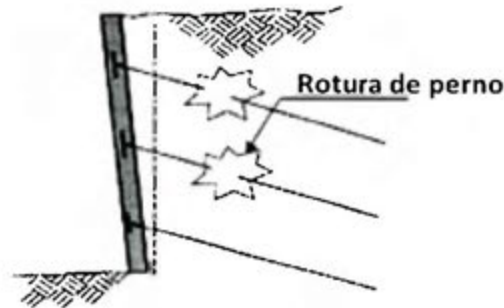


Figura 6. Tensión en el anclaje.

- Flexión en la pantalla: la presión que ejerce el suelo en contacto con la pantalla de concreto, genera momentos de flexión que deben ser debidamente verificados y además, evaluar la necesidad de refuerzo adicional en la dirección transversal y longitudinal del muro. El muro anclado puede ser considerado como una losa continua donde las cargas son la presión lateral de tierra y los apoyos son las fuerzas de tensión generadas por los anclajes insertados en la tierra. Por ello, es posible calcular la resistencia a flexión de este muro como se calcula en cualquier losa de concreto armado. Los momentos positivos en esta losa de hormigón se encuentran en el vano entre dos anclajes así como los momentos negativos se encuentran alrededor de los anclajes, modelo parecido a cualquier viga continua, como se muestra en la figura 7.

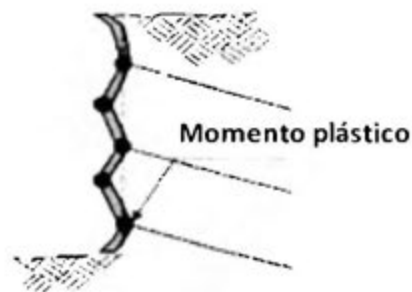


Figura 7. Flexión en la pantalla.

- Punzonamiento en la cara del muro: el fenómeno de punzonamiento se da en la superficie de contacto entre la placa metálica y la cara del muro. Ocurre en la cara del muro y semejante con el análisis de este tipo de estado limite en

cimentaciones. La superficie de falla, como toda rotura por punzonamiento, es cónica y depende de la placa que se haya utilizado en la conexión anclaje-pantalla y también del grosor y armado de la pantalla del muro.

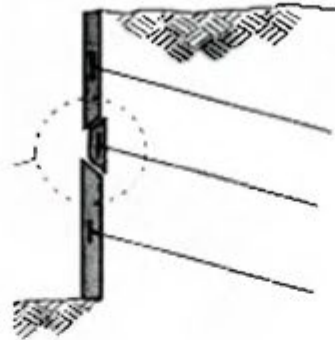


Figura 8. Estabilidad de arrancamiento.

2.3. Metodología del Proceso Constructivo

La construcción de un nivel de muro anclado es un trabajo en serie que consiste de cuatro etapas:

1. Movimiento de tierra o excavación
2. Perforación e inyección
3. Armado del muro
4. Elaboración y lanzamiento de concreto

Estas cuatro etapas tienen una duración aproximada de una semana y se realizan de una manera secuencial y repetitiva hasta completar los niveles deseados en la obra.

2.3.1. Movimiento de Tierra o Excavación:

Antes de iniciar con los trabajos de perforación y elaboración de muros se inicia con el movimiento de tierra preliminar. El corte inicial se propone a una distancia en la superficie de la cara del talud, ligeramente debajo de la primera fila de pernos pasivos. La distancia común para considerar la primera excavación es de 1 a 2 m. En el caso de que los taludes en estudio presenten problemas de estabilidad en este periodo, se puede colocar una berma hasta que el sistema de pernos y la proyección del concreto sean instalados.

Otra de las soluciones al problema de estabilidad de la cara en el proceso de construcción es colocar una capa delegada y rápida de concreto lanzado. Esta problemática de inestabilidad en el proceso de construcción se da más que todo en las primeras etapas, ya que es ahí donde se presenta el material más débil por la cercanía con la cabeza del talud, propenso incluso a derrumbarse.

La excavación del suelo usualmente se hace mediante el uso de maquinaria como retroexcavadora o por medio de excavadoras hidráulicas.

2.3.2. Perforación para instalación de anclajes/pernos e inyección:

2.3.2.1. Perforación.

La perforación en la cara del muro depende, básicamente, de la longitud e inclinación necesaria utilizando el método apropiado al suelo encontrado. La importancia del método de perforación radica en aspectos importantes como la separación mínima de los pernos, por un tema de comodidad en el uso de la maquinaria o equipo. Además, el sistema de perforación debe ser capaz de perforar hasta la distancia registrada en los diseños constructivos. Por esto, la longitud e inclinación de la perforación es vital en el sistema.

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, las cuales se colocan dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca. Realmente, lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma, se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas. El diseño de los pernos, generalmente, es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

Generalmente se utilizan alguno de los siguientes métodos de perforación:

- Perforación a rotación: en el cual la tubería solamente rota y se le empuja hacia adentro del taladro para ejercer presión. Esta tubería de perforación puede ser hueca por dentro o sólida. La tubería hueca se utiliza en los casos en que se implementan fluidos en la perforación, ya sea aire o agua, para lubricar y ayudar a la erosión.

- **Perforación a rotopercusión:** Este tipo de perforación se utiliza para suelos muy duros y/o roca, y el elemento de perforación que se utiliza es un martillo de fondo neumático. La tubería que se implementa es del tipo hueca en su interior para darle paso al aire que acciona el martillo de fondo. Los martillos de fondo tienen en su punta una cabeza que golpea el suelo duro rompiéndolo y la rotación que se le imprime a la tubería ayuda a fragmentar el material. Una vez perforados los anclajes se procede con la inyección de los mismos hasta alcanzar la presión adecuada para los anclajes. Esta presión se aproxima a 130 psi.

La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm en 3 metros de longitud. El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas. El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación. Una guía para la relación entre el diámetro del hueco y el diámetro del perno es el siguiente: $0.4 < \text{diámetro perno} < 0.6 \text{ diámetro del hueco}$.

Generalmente la resistencia en el contacto perno-lechada es muy alta y el diseño se realiza sobre la base del contacto lechada – roca.

En la figura 9 se presenta un detalle de lo que es el anclaje y la pantalla del muro junto con sus partes importantes.



Figura 9. Detalle de un perno.

2.3.2.2. Inyección.

Comúnmente el ancla es fijada utilizando cemento ordinario y agua. La mezcla consiste generalmente, de cemento sin contracción y agua en una relación agua cemento que varía de 0.4 a 0.45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir una alta resistencia, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad. No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina ya que genera reacciones no deseadas. No se recomienda la utilización de arena mezclada con el cemento. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente. La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder del 10%. La resistencia de la mezcla a los 7 días no debe ser menor a 25 Mpa, utilizando cubos de 100 mm de lado.

La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora que le dé una consistencia uniforme en un tiempo menor de 5 minutos. Después de mezclado, la mezcla preparada debe ser continuamente agitada. Previamente al proceso de inyección se debe pasar la mezcla por un tamiz nominal de 1.2 mm. El tiempo máximo permitido entre la adición del cemento a la mezcla y la inyección es de 30 minutos. La bomba de inyección debe ser desplazamiento positivo (pistón o tornillo). La inyección debe realizarse lo más rápidamente posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada. La inyección debe colocarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo que es el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de salida durante por lo menos 1 minuto.

2.3.3. Armado del muro

Instalación del sistema de drenaje: Este es un sistema sintético y prefabricado con espesor variable de acuerdo con el tipo de suelo con el que se trabaje. La ubicación de los tubos de drenaje va en consideración de la ubicación de los pernos, ya que se instalan entre ellos en la dirección vertical, y con una separación igual a la de los pernos en la dirección horizontal.

Los tubos de drenajes atraviesan la pantalla de concreto (lagrimales) para proporcionar el debido desagüe detrás del muro, y es por esto que son instalados antes del proceso de lanzamiento de concreto. Además, se colocan en cada etapa de trabajo que se desarrolle, así se garantiza evitar filtraciones por aguas colgadas, o por infiltración en el límite de superficie con la siguiente etapa de construcción. El drenaje total debe ser conectado con un sistema de canalización de aguas en el pie del talud.

El sistema constructivo se realiza mediante una pantalla de concreto proyectado (por vía húmeda), lo que limita el espesor de la pantalla. Lo más común en el ambiente de construcción es encontrarse con espesores de 10-12 cm, hasta inclusive 15 cm. Se debe considerar la ubicación de la malla electro-soldada y del acero de refuerzo (si es el caso).

2.3.4. Elaboración y Lanzado de Concreto:

La elaboración se trata de un muro compuesto por una capa de 10 a 12 cm de concreto lanzado y malla electrosoldada que conecta varios anclajes al terreno. Estos anclajes suelen estar menos espaciados que en muros anclados de hormigón armado. De hecho, cada anclaje suele tener asignada un área de influencia de entre 1 a 4 m².

El sistema que compone la totalidad de la pantalla de concreto consiste en una malla electro-soldada que le brinda confinamiento al concreto, con separación entre alambres de 15-25 cm. Otro elemento del muro es el concreto, que es lanzado por vía húmeda. En este tipo de muro se trabaja para espesores de 10-15 cm. Se instalan las placas de acero para generar la conexión entre los pernos con la pantalla. Esta placa tiene dimensiones típicas de 200 mm por 200 mm y un espesor aproximado de 6.35 mm (se puede instalar otro tipo de placa que cumpla con el diseño). Además, se debe contemplar la necesidad de acero de refuerzo por punzonamiento detrás de la placa metálica.

La unión del perno con la placa puede determinarse de dos maneras; la primera es mediante una conexión mecánica de tuerca y arandela donde se rosca la tuerca de manera que la placa quede embebida a una distancia mínima en el concreto aún en estado plástico y la segunda mediante una soldadura de diámetro aproximado de 3.17 mm. De manera que la cabeza del anclaje y la placa no queden expuestas a la intemperie. Se acostumbra recubrir los elementos de acero por medio de un tapón de concreto o cabezal en forma cuadrada o trapezoidal.

2.4. Implementación de Anclajes.

- Espaciamiento de los anclajes en ambos sentidos.

Los anclajes de refuerzo deben ser colocados a una distancia estratégica que permita la posibilidad adecuada de perforación y/o que no imposibilite el sistema constructivo, sin alterar el comportamiento del talud. Además, deben estar separados a una distancia que no permita grandes áreas sin refuerzo de anclajes en la cara del talud donde las presiones aumentan. Considerando que el espesor de la pantalla no es muy grande, su capacidad de soporte es pequeña, por lo que no deben dejarse grandes paños sin refuerzo de anclajes, ya que su funcionalidad principal no es soportar la presión del suelo, sino el de unir el sistema total Soil Nailing (sin embargo sí contribuye en pequeñas proporciones). Por esta razón, el sistema de refuerzo debería aumentar en estas secciones para contemplar los esfuerzos por flexión, lo que elevaría los costos, restándole funcionalidad a la estructura del muro en relación con otros sistemas como los muros de concreto reforzado.

- Ubicación espacial de los anclajes en la pantalla del muro.

Una de las consideraciones para darle ubicación a los anclajes en la pantalla, es su interacción con el borde del muro, donde se compromete el colapso de la estructura por fallas o imperfecciones en el sistema constructivo. La distancia mínima de separación con el borde, que se utiliza en este informe, es de 75 cm, por las condiciones del sistema de perforación.

Otra de las medidas que se debe de tomar en cuenta para dar ubicación a los anclajes en la superficie de la pantalla de concreto lanzado, es la distancia mínima de separación. Para este talud se consideran 200 cm de separación tanto en la dirección vertical (SV) como en la horizontal (SH).

- Inclinación de los anclajes

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir un correcto transporte de la lechada en la perforación. La inclinación típica utilizada varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que la lechada no haga el recorrido esperado y por lo tanto se generen espacios vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje. Un grado de inclinación mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión producida por el anclaje se hace muy grande, por lo que debería ser considerada para el diseño por flexión de la pantalla. Para este caso se va a tomar una inclinación de 20°.

- Diámetro de los anclajes

Se debe proponer dimensiones del refuerzo y después comprobar que cumpla con las características de estabilidad del suelo y su funcionalidad propia en el sitio, utilizando la memoria de cálculo registrada en el manual de diseño de anclajes de la FHWA. Se debe hacer una revisión de la tensión nominal (T_{NN}), obtenida a partir de los parámetros del suelo del estudio geotécnico correspondiente, como lo son la cohesión y el ángulo de fricción. Después, a partir de nomogramas propuestos en el manual de diseño Soil Nailing de la FHWA, se hace la lectura de la tensión adimensional (T_D). El nomograma es seleccionado considerando la inclinación del terreno detrás del muro y la inclinación del talud donde se ubicará la pantalla de concreto con respecto al eje vertical.

Después de obtener la tensión adimensional (T_D), se obtiene la tensión nominal (T_{NN}), para dar paso a la obtención del área transversal mínima de refuerzo. Este valor se compara con el propuesto, y se determina si cumple o si debe ser modificado para satisfacer las necesidades del sitio.

El primer paso es obtener las condiciones últimas de los parámetros del suelo. Para ello se determina la cohesión y el ángulo de fricción últimos, como se especifica en la ecuación 1.

$$C_U = \frac{C_u}{(F \cdot \gamma \cdot H)} \quad \text{Ecuación 1.}$$

Donde:

CD = Cohesión (kN/m^2).

F = Factor de seguridad del sistema.

γ = Peso específico del suelo (kN/m^3).

H = Altura vertical del talud (m).

El ángulo de fricción en las condiciones últimas se determina de la ecuación 2.

$$\varphi_U = \tan^{-1}(\tan \varphi_U / F) \quad \text{Ecuación 2.}$$

Donde:

φ_U = Ángulo de fricción en grados ($^\circ$)

F = Factor de seguridad del sistema.

Después de determinar las condiciones últimas de los parámetros del suelo, se calcula la tensión nominal requerida de la barra (T_{NN}), a partir de la ecuación 3.

$$T_D = \alpha_N \cdot T_{NN} (\gamma \cdot H \cdot S_V / S_H) \quad \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

α_N = Factor de resistencia de la barra (dado en la tabla 1).

T_D = Capacidad adimensional de tensión del anclaje.

γ : Peso específico del suelo (kN/m^3).

H : Altura vertical del talud (m).

S_V = Separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = Separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

Tabla 1. Factores de resistencia para determinación de la tensión nominal requerida (T_{NN})

Elemento	Factor de resistencia (Condición estática) α
Resistencia de cabeza de anclaje	$\alpha_f = 0,67$
Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje	$\alpha_N = 0,55$
Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada	$\alpha_Q = 0,50$
Suelo	$F = 1,35$

Se tomarán los nomogramas de la FHWA para muros de Soil Nailing correspondientes a la inclinación del talud.

- Longitud de los anclajes

La longitud de los anclajes debe considerar un esfuerzo de fricción necesario para unir la masa deslizante con la masa resistente de suelo. Se debe considerar la condición de arrancamiento donde interactúan las características mecánicas del suelo con el sistema de anclaje, tomando en cuenta el esfuerzo último de adherencia del suelo. Se puede hacer uso de nomogramas que el manual de diseño Soil Nailing Walls de la FHWA propone, según las condiciones de inclinación del talud atrás del muro, y de la inclinación de la pantalla con respecto a la vertical. Estos contemplan parámetros del suelo como la cohesión última y el ángulo de fricción del suelo que se esté analizando, incluso la relación que existe entre la tensión nominal (T_D) y la resistencia al arrancamiento (Q). A

partir de la lectura de los nomogramas se puede determinar una relación (L/H) que deber considerarse para aumentar o disminuir la longitud propuesta inicialmente. La ecuación 4 establece la resistencia al arrancamiento.

$$QD = \alpha Q \cdot (\gamma \cdot SV / SH) \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

α_Q = Factor de resistencia de extracción de la barra (dado en la tabla 1).

Q_{II} = Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m).

γ : Peso específico del suelo (kN/m³).

S_V = Separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = Separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

- Revisión de resistencia en la pantalla de concreto.

La pantalla de concreto lanzado debe de ser revisada por sus dos límites de falla, el primero es la resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje y el segundo es la resistencia al punzonamiento. La resistencia mínima de diseño de la pantalla (TF) será la mínima, en magnitud, entre las dos condiciones citadas.

- Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje.

De acuerdo con los estatutos del manual de diseño, para este tipo de propuesta constructiva se deben verificar los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su resistencia a la flexión. Es importante acotar que el diagrama de presiones no es constante detrás del muro, siendo más grande exactamente detrás de los anclajes y más pequeño en los espacios libres de muro. Estos momentos por flexión son calculados en la pantalla de concreto lanzado, en dos puntos estratégicos. Uno de ellos es en la cabeza de los anclajes, donde se encuentran dos tipos de acero, el de la malla electro-soldada y el de las barras de refuerzo detrás de la placa metálica, por punzonamiento. El segundo punto de análisis es en el claro del muro donde no están los anclajes, es decir, donde el único elemento de acero que se encuentra es la malla electro-soldada.

Después del proceso de determinación de los esfuerzos que actúan en la cara del muro, se procede a calcular la resistencia nominal (T_{FN}), que depende de la separación de los anclajes, de los momentos producidos por los esfuerzos que actúan en la pantalla y un factor (C_F) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro. Se muestra en la ecuación 5.

$$T_{FN} = C_F(m_{v,neg} + m_{v,pos})(8S_H / S_V) \quad \text{Ecuación 5.}$$

Donde:

$m_{v,neg}$ = momento nominal vertical negativo producido por la resistencia en la cabeza del anclaje y en los claros libres de anclajes.

$m_{v,pos}$ = momento nominal vertical producido positivo en los claros libres de anclajes.

S_V = separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

C_F = factor de flexión de la cara.

El factor de flexión (C_F) considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro. Como ya se mencionó anteriormente, la rigidez de la flexión disminuye con el incremento del espaciamiento de los pernos. Y por ende el esfuerzo del suelo detrás de la pantalla aumenta detrás de los anclajes. El factor de flexión C_F puede ser considerado con un valor de 1.0 (correspondiente a una presión de contacto uniforme), por la no uniformidad de la presión del suelo en contacto con el muro, y se incrementa cuando las separaciones de los anclajes son muy grandes y fuera de los rangos establecidos en el manual de diseño de la FHWA. Es decir, aumentan los factores cuando las presiones detrás de los anclajes crecen. Por el contrario, este factor puede disminuir cuando la cantidad de refuerzo por flexión aumenta, esto es debido a que la pantalla del muro será aún más rígida con respecto a la presión que ejercerá el suelo en contacto.

El manual de diseño de sistemas Soil Nailing, recomienda ciertos valores para el coeficiente de flexión (C_F), de acuerdo con el espesor del muro especificado y la condición de servicio de la pantalla, como se describe en la tabla 2.

Tabla 2. Coeficientes de flexión en la cara del muro.

Espesor de soporte nominal (mm)	Soporte temporal		Soporte permanente	
	Presión de flexión Factor C_F	Presión de cortante Factor C_S	Presión de flexión Factor C_F	Presión de cortante Factor C_S
100	2.0	2.5	1.0	1.0
150	1.5	2.0	1.0	1.0
200	1.0	1.0	1.0	1.0

3. CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO

3.1. Localización.

El sector estudiado se encuentra ubicado en la provincia de San José, en el cantón de Aserri, en el distrito de Monterrey. Específicamente localizado a 25 metros de la plaza de deportes de Monterrey, camino a La Uruca. En la figura 1 se detalla la hoja cartográfica Caraigres donde se localiza el proyecto.



Figura 10. Hoja cartográfica Caraigres. Ubicación

3.2. Geología

El cantón de Aserri está constituido geológicamente por materiales de los periodos Cretácico, Terciario y Cuaternario. Son las rocas sedimentarias del Terciario las que predominan en la región.

Del periodo Cretácico se encuentran rocas de origen volcánico y sedimentario. Las volcánicas están agrupadas bajo el nombre del Complejo de Nicoya, que está compuesto de grauwacas macizas y compactas, de color gris oscuro, ftanitas, lutitas ftaníticas, calizas, silíceas afaníticas, lavas con almohadillas y aglomerados de basalto e intrusiones de gabros, diabasas y dioritas, el cual se localiza al norte y oeste del sitio La Jamaica, próximo al límite cantonal. Las rocas sedimentarias del Cretácico Paleoceno, corresponden a la formación Tulin, que incluye olivinos, augitas e hiperstenos y basaltos

serpentinizado; la cual se ubica desde la margen norte del río Pirrís hasta la ladera sur del cerro Carraigres.

Entre los materiales del periodo Terciario, se hallan rocas de origen sedimentario, volcánico e intrusivo. Las sedimentarias de las épocas Oligoceno Mioceno y Mioceno, que a la primera corresponde la formación Térraba, la cual se compone de lutitas de gris a negra, en parte con pirita, limolitas, areniscas tobáceas, conglomerado y turbiditas: localizada al sur del cantón, en el sector aledaño a los sitios Bajo Tabacales y La Jamaica. De las rocas sedimentarias del Mioceno aparecen materiales Indiferenciados y de la formación Pacacua, los materiales Indiferenciados se sitúan entre el cerro Carraigres y el sector al sur de la carretera entre villa Monterrey y el poblado Meseta, y la formación Pacacua, corresponde a una secuencia de materiales, constituida por interestratificaciones de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas limolitas y lutitas, todas tobáceas, en algunas partes con coloraciones moráceas; que se sitúa en ambos lados de villa Tarbaca, en dirección este y oeste hasta el límite cantonal, así como en parte del sector noreste de la región. Las rocas volcánicas de la época Mioceno, están representadas por el grupo Aguacate, compuesto principalmente por coladas de andesita y basalto, aglomerados, brechas y tobas, ubicado entre el sector al norte de la margen del río Grande de Candelaria y el área al oeste del poblado Tranquerillas. Las rocas intrusivas de la época antes citada están compuestas por materiales intrusivos ácidos de la Cordillera de Talamanca, tales como dioritas cuárcicas y granodioritas, también gabros y granitos; los cuales se sitúan en las márgenes del río Grande de Candelaria, así como en la ladera este de cerros de Escazú.

De los materiales del período Cuaternario, se localizan rocas de origen sedimentario de la época Holoceno, tales como depósitos fluviales y coluviales; localizados en las cercanías de las márgenes del río Cañas, lo mismo que al este del poblado Poás; así como en una franja al noreste de la región, próximo al límite cantonal.

3.3. Geomorfología

Aserri presenta cuatro unidades geomórficas, denominadas forma de origen tectónico y erosivo, originada por acción intrusiva, de origen volcánico y de origen estructural.

La unidad de origen tectónico y erosivo, se divide en dos subunidades como son fila Brunqueña y Cordillera de Talamanca. La subunidad fila Brunqueña se localiza al sur del

cantón, a partir de la margen sur del río Grande de Candelaria; esta subunidad se orienta de acuerdo con la dirección estratigráfica de las rocas sedimentarias que la forman, la pendiente es fuerte con un pequeño escalón entre los 400 y 500 metros de elevación. Su sistema de drenaje se aproxima al dendrítico, algo afectado por fracturas; las diferencias de relieve son grandes y entre fondo, valle y cima frecuentemente hay de 100 a 200 metros. Esta subunidad se compone de rocas de las formaciones Brito, Pacacua, con algunas intrusiones, las rocas son areniscas de grano medio a fino, lutitas arcillosas y calizas, su origen se debe al levantamiento desde el fondo oceánico, de un bloque de corteza, este bloque ascendió a lo largo de fallas, inclinándose en las últimas etapas hacia el noreste, la erosión fluvial terminó de modelar la subunidad, haciendo una selección en las rocas.

La subunidad Cordillera de Talamanca se ubica entre el sector al este de ciudad de Aserri y el río Grande de Candelaria; presenta valles profundos con laderas de fuerte pendiente; las divisorias son angostas; esta subunidad comprende rocas viejas de la formación Pacacua, además presenta intrusiones ácidas y básicas, así como volcánicas, la forma de la cordillera es compleja por estar influenciada por la presencia de fallas y pliegues, lo mismo que por la diversidad de rocas. Su origen se debió a una sedimentación marina que ocurrió hasta el Mioceno medio, luego se inició un ascenso y plegamiento durante el Mioceno medio al superior, posteriormente un plutonismo con magmas ácidas y básicas originando las intrusiones, el cual es muy posible que llegó hasta el Plioceno.

La unidad originada por acción intrusiva, se manifiesta en el Macizo de Escazú, el cual se localiza al noroeste del cantón, a partir del sector entre villa Tarbaca y el poblado Poás, se caracteriza por presentar laderas de fuerte pendiente; las divisorias son redondas pero muy escarpadas. La unidad se compone propiamente de rocas ígneas intrusivas y volcánicas, con escamas o intercalaciones de sedimentos, las cuales en superficie se encuentran muy meteorizadas, se observan evidencias de la acción hidrotermal y neumatolítica a consecuencia de la vecindad en el subsuelo de masas intrusivas, manifestadas con calinización de las rocas, hilillos de sílice y silicificación en general. Esta unidad se originó por la acción causada por cuerpos intrusivos.

La unidad de origen volcánico, se divide en dos subunidades denominadas serranía de laderas de fuerte pendiente y relleno volcánico del Valle Central. La subunidad serranía

de laderas de fuerte pendiente, se encuentra en las proximidades de villa Vuelta de Jorco, el poblado Monte Redondo y el sector suroeste de este último; está formada por laderas de fuerte pendiente, y se caracteriza por la facilidad de sus terrenos a originar deslizamientos está compuesta principalmente por rocas volcánicas, aunque también hay sedimentarias, las primeras en su gran mayoría están profundamente meteorizadas, lo cual favorece los deslizamientos, su origen se debe a la erosión de las anteriores rocas.

La subunidad relleno volcánico del Valle Central, situado en el sector aledaño a ciudad de Aserri; corresponde a una superficie plana ondulada, es posible que los cambios en el relieve dentro del área, son debidos a la presencia de lava a unos cuantos metros de profundidad constituyendo un frente; la subunidad está formada en superficie por rocas volcánicas, principalmente lavas, tobas e ignimbritas cubierta por ceniza en un espesor variable, la secuencia de lavas descansa sobre roca sedimentaria, las lavas son del tipo andesítico; geomorfológicamente, esta subunidad no es un valle, sin embargo para efectos políticos, socio económicos y todo tipo de referencia, se considera preferible seguirlo denominando Valle Central, el nombre técnico correcto es fosa tectónica debido a la presencia de una falla a todo lo largo del pie de la sierra volcánica Central, la cual está evidenciada por la existencia de fuentes termominerales; así como la interrupción brusca y alineada con la supuesta falla de las estribaciones que bajan de la mencionada sierra hacia el valle: lo mismo que por la presencia de un vulcanismo sin explicación aparente (Formación Pacacua), en correspondencia con la posición de la falla o cerca de ella

3.4. Caracterización geotécnica del sitio

A partir del estudio geotécnico contratado por la Municipalidad de Aserri, se tiene que con base en la información del sondeo de SPT y de perforación a rotación con brocas de diamante y con la interpretación de la información de refracción sísmica se define la siguiente estratigrafía (según descripción geológica referida):

0,00 m – 2,40 m

Bloques de lutitas o areniscas color entre café grisáceo y gris, de regular a baja meteorización. Material denso. Se fragmenta con fuertes golpes.

2,40 m – 7,00 m

Al inicio un núcleo de areniscas, luego tobas color café y café claro muy alteradas. Se fragmenta con regulares a fuertes golpes.

7,00 m – 8,40 m

Fragmentos de lutitas o areniscas color gris, poco meteorizados. Material muy denso. Se fragmenta con golpes muy fuertes.

8,40 m – 13,00 m

Bloques de lutitas o areniscas color entre café y gris con alteración hidrotermal. Se fragmentan con regulares golpes.

13,00 m – 16,00 m

Bloques de lutitas o areniscas color entre café y gris con alteración hidrotermal. Se fragmentan con regulares golpes.

16,00 m – 19,00 m

Fragmentos de lutitas o areniscas de diferente longitud y grado de alteración. Material muy denso. Se fragmenta con golpes muy fuertes.

19,00 m – 22,00 m

Espesor de tobas ignimbríticas alteradas color café grisáceo y café claro. Se fragmenta con regulares golpes.

22,00 m – 31,00 m

Lutitas o areniscas color gris de tamaño variable con regular alteración. Se observan fracturas rugosas y alteradas, con rastros de materiales finos en las juntas.

31,00 m – 34,00 m

Bloques de lutitas o areniscas color gris. Material denso. Se fragmenta con regulares a fuertes golpes.

34,00 m – 40,00 m

Bloques de lutitas o areniscas color gris. Se observan núcleos con longitudes entre 9 y 15 cm. Material denso. Se fragmenta con regulares a fuertes golpes.

En la tabla 3 se establece el perfil estratigráfico del suelo analizado. Se practicó un ensayo SPT donde hubo el rebote del mazo a los 20 metros y de esa profundidad en adelante se realizó perforación a rotación, en el perfil se detallan los dos procesos.

Tabla 3. Perfil estratigráfico.

Perforación Metr / % recuperación	% Humedad / RCD	Y	Cohesión	Descripción	Muestra	Profundidad		Perforación Metr / % recuperación	% Humedad RCD
						De	Hasta		
42	35.3	18	10	Arcilla limosa con presencia de bloques aluviales. Color café grisáceo y gr's	41	20.00	20.90		
41	32.1				42	20.90	21.90		
44	31.6	19	35		43	21.00	21.90	43	0
45	30.7				44	21.90	22.00		
49	27.9	19	66		45	22.00	22.90		
50	24.3				46	22.90	23.00	36	0
55	26.7	20	82		47	23.00	23.90		
45	29.6				48	23.90	24.00		
53	28.4				49	24.00	24.90	44	0
55	31.5	20	100		50	24.90	25.00		
60	33.1			51	25.00	25.90			
55	32.4			52	25.90	26.00	44	0	
50	30.5			53	26.00	26.90			
52	31.2	20	105	54	26.90	27.00			
60	29.9			55	27.00	27.90	26	0	
63	29.1			56	27.90	28.00			
59	27.6			57	28.00	28.90			
35	28.4			58	28.90	29.00	28	0	
36	29.3	20	110	59	29.00	29.90			
40	30.8			60	29.90	30.00			
34	31.5			61	30.00	30.90	69	0	
30	31.9			62	30.90	31.00			
32	32.0			63	31.00	31.90			
37	33.4			64	31.90	32.00	81	0	
30	31.7			65	32.00	32.90			
35	30.0			66	32.90	33.00			
32	32.9			67	33.00	33.90	72	0	
33	35.1	20	118	68	33.90	34.00			
31	34.5			69	34.00	34.90			
42	33.2			70	34.90	35.00	59	9	
32	32.8			71	35.00	35.90			
40	31.4			72	35.90	36.00			
RI1				73	36.00	36.90	45	9	
42				74	36.90	37.00			
60	34.8	20	122	75	37.00	37.90			
62	33.3			76	37.90	38.00	83	30	
65	34.5			77	38.00	38.90			
72	32.0			78	38.90	39.00			
83	33.6	20	130	79	39.00	39.90	96	57	
				80	39.90	40.00			

Cohesión (kN/m²)

Peso volumétrico (kN/m³)
%RCD: Rock Quality Designation
%Rec: Porcentaje de recuperación

Penetration Test

En la tabla 4 se presenta los resultados de la refracción sísmica realizada en el sitio del deslizamiento, en la misma se presenta la velocidad de onda (Vs) y los valores de espesor representativo para cada capa.

Tabla 4. Características geo-mecánicas de los materiales

Capas	Perfil	Correlación
-------	--------	-------------

	Perfil a		Perfil b		geológica
	Vs (Km/s)	Espesor (m)	Vs (Km/s)	Espesor (m)	
Capa 1	0.5 – 0.6	1.9 – 3.5	0.4 – 0.5	1.9 – 2.5	Suelo / coluvios / materiales deslizantes
Capa 2	1.4 – 1.5	8.5 – 10.5	1.4 – 1.5	10.0 – 19.0	Sedimentos meteorizados
Capa 3	2.8	-	2.9 – 3.0	-	Basamento sedimentario

En la figura 11 se ubican los sitios de los ensayos de geofísica.

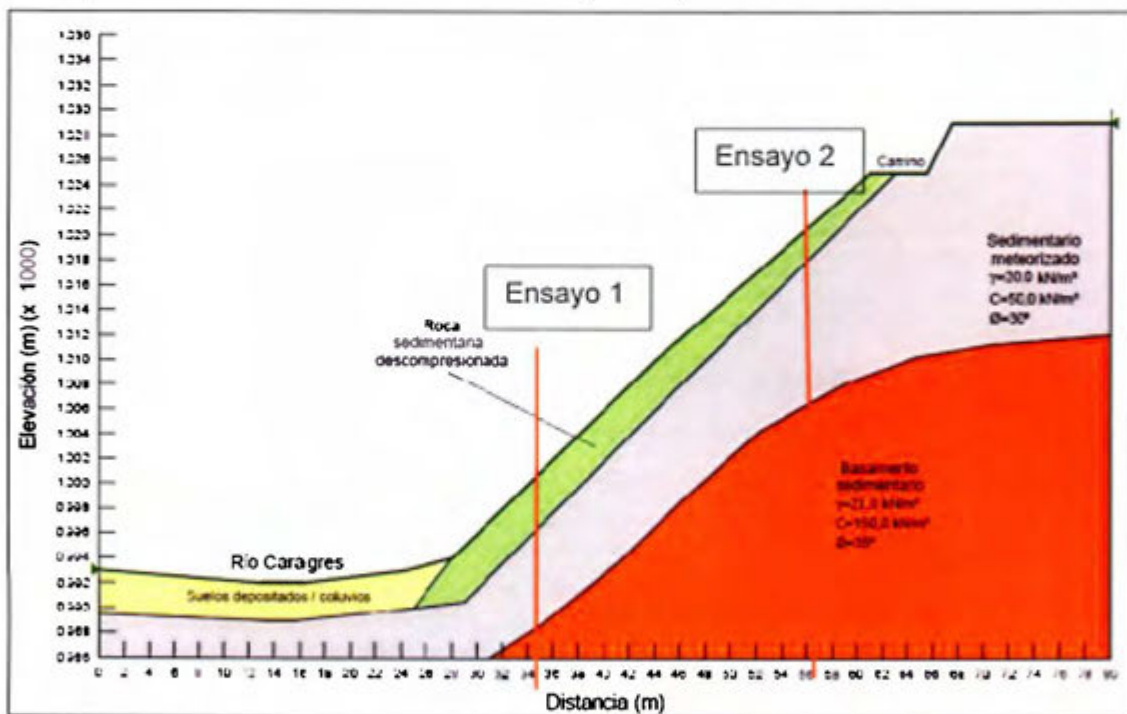


Figura 11. Ubicación de sondeos de geofísica en el proyecto.

En la figura 12 se muestra los resultados de los sondeos de resistividad eléctrica.

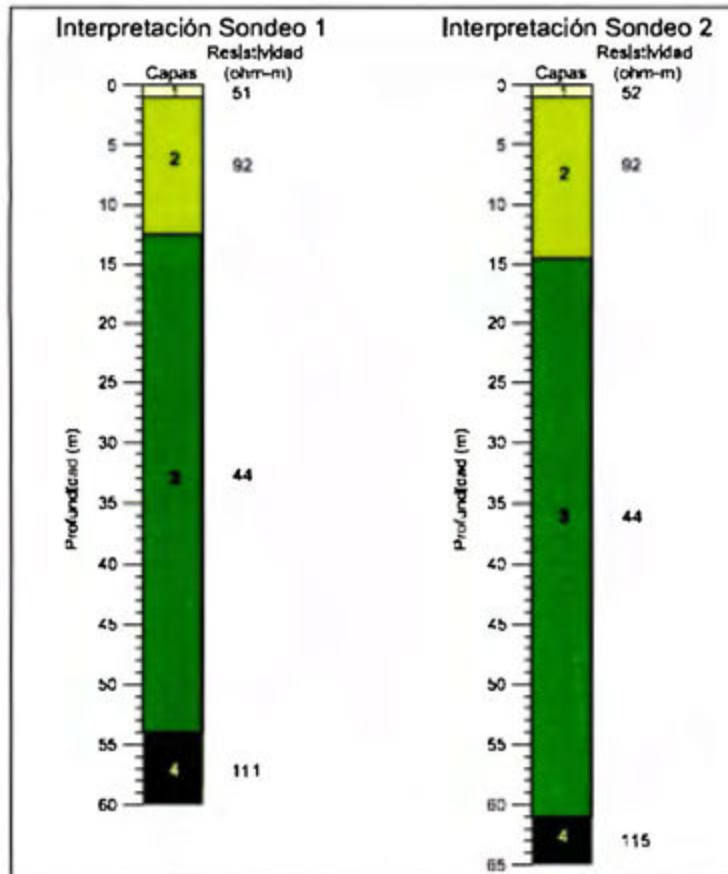


Figura 12. Interpretación de los sondeos de geofísica.

3.5. Topografía del sitio

La topografía del proyecto se obtiene luego de que sucediera el deslizamiento del talud, se ha detallado la zona ya que el impacto no solo fue en el talud si no en el lecho del río y en un puente a 125 metros del deslizamiento, por lo tanto se toma un extracto del trabajo completo y en la figura 13 se observa la topografía de la zona de interés, en el mallado de la figura se define la zona donde ocurrió el deslizamiento, esa es el área a intervenir con este proyecto.

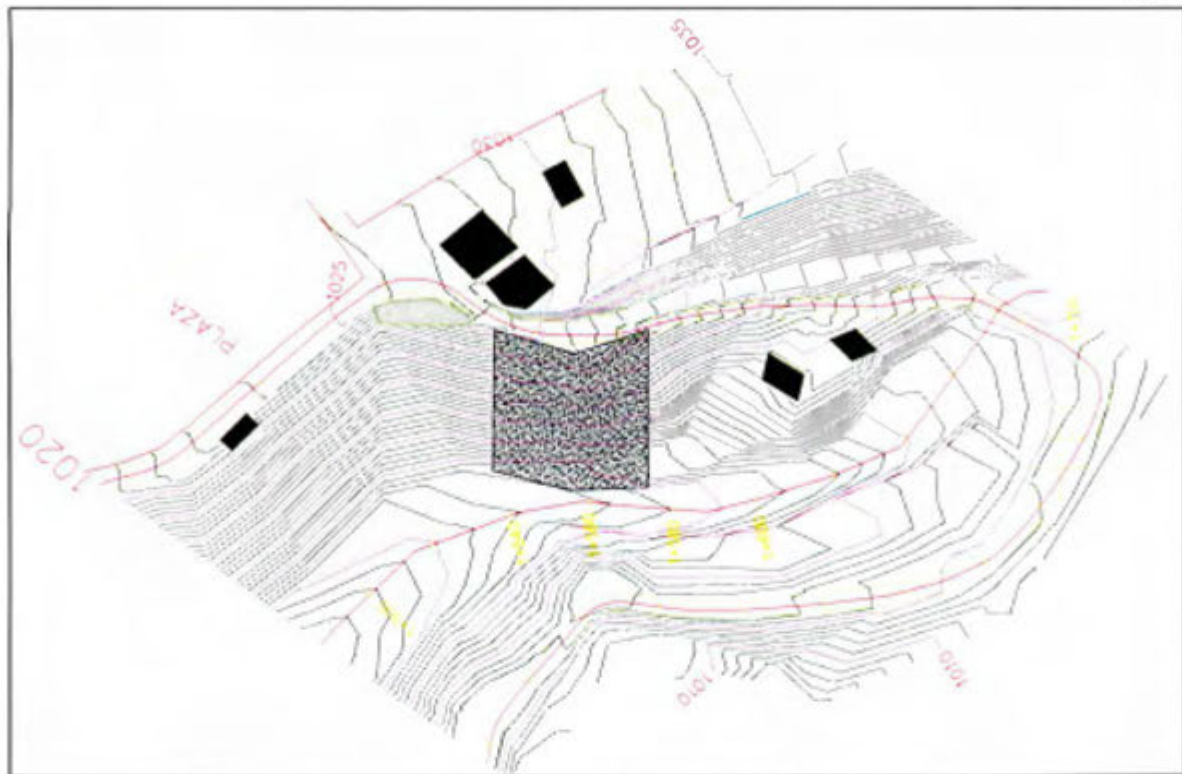


Figura 13. Topografía del sector.

En la figura 14 se puede observar con mayor claridad el área establecida como la sección a intervenir y el camino que está justo a la par del talud fallado, mismo que se indicó como el que da ingreso a muchas comunidades de interés. El área definida se ve con mayor claridad y esta es el sector a intervenir, donde ocurrió el deslizamiento.

De la información anterior se puede identificar la zona del proyecto a intervenir, utilizando la topografía se posee el perfil para determinar el área y la altura del talud a trabajar. Así mismo a partir de la caracterización geotécnica se puede determinar el siguiente diagrama de ubicación de los materiales presentes en el talud de estudio. En la figura 16 se puede visualizar las capas con las características geomecánicas de cada sección. Para las cuales los espesores varían de la siguiente manera, la capa 1 (roca sedimentada descompresionada) presenta espesores entre 1.9 m a 4.5 m (en la sección inferior), la capa 2 (sedimentario meteorizado) presenta espesores entre 8.5m (en la parte inferior) a 19 m (en la parte superior) y la capa 3 (basamento sedimentario) continuo.

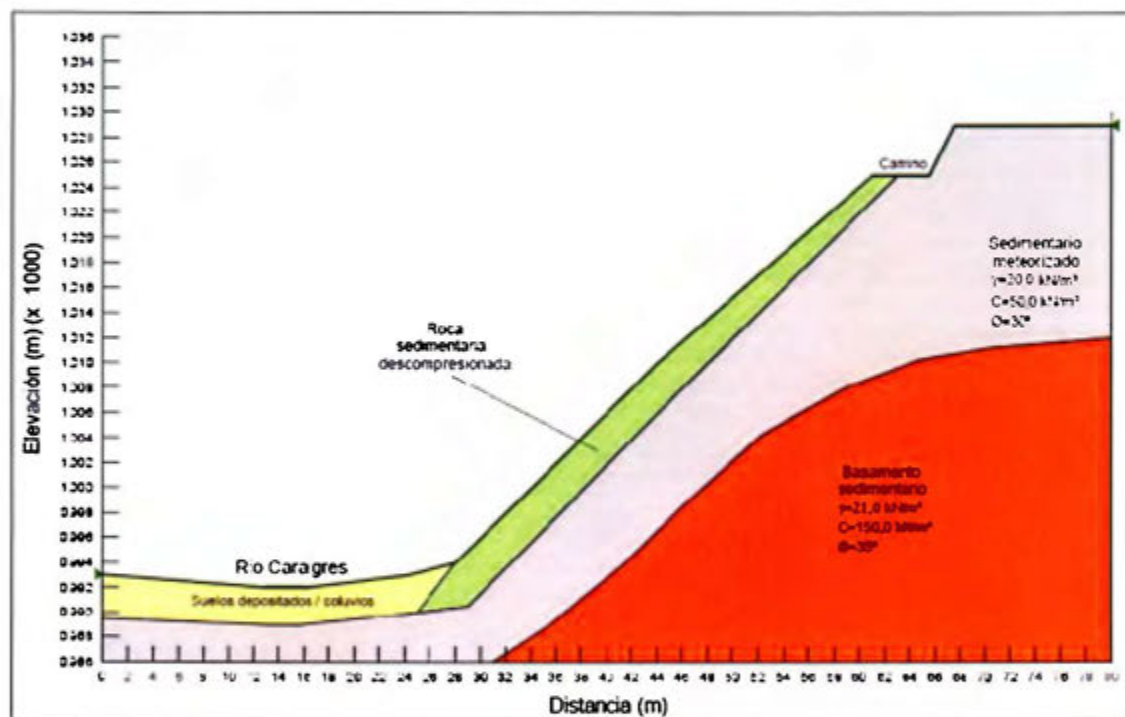


Figura 16. Modelo geotécnico y distribución de las capas de materiales característico.

A partir del mismo estudio y de verificaciones realizadas en programas de cálculo para determinar la certeza de los datos proporcionados, evaluando diversos escenarios de eventos ocurridos donde la cabeza de agua toca, desestabiliza y arrastra el material del pie del talud provocando desestabilización general y descompresionamiento de todo el material, se puede identificar las características geomecánicas del talud de la siguiente manera tomando en cuenta que los materiales presentes en el lecho del río son suelos depositados o coluvios, material sedimentario descompresionado en la capa 1, material

sedimentario meteorizado en la capa 2 y basamento sedimentario como capa 3, en la tabla 5 se determina las características de cada material. Para el estudio los suelos depositados/coluvios no interfieren en el análisis debido a que estos materiales se encontraron únicamente en el lecho del río sin interferir en la estabilidad del talud.

Para la obtención de las características geomecánicas se utiliza correlaciones a partir del ensayo SPT en la sección estudiada, con el ensayo a rotación no se logra utilizar las muestras obtenidas ya que ninguna es competente para realizarle pruebas. De los datos obtenidos en la geofísica, se aplica el sistema CRIEPI con el cual se correlaciona basándose en la velocidad de onda (V_s) y se clasifica los materiales del macizo.

Tabla 5. Características geomecánicas de los materiales

Capa	Peso Volumétrico (KN/m ³)	Cohesión (KN/m ²)	Ángulo de fricción (°)
Suelos depositados/coluvios	19	0	28
Sedimentaria descompresionada	20	10	25
Sedimentos meteorizados	20	100	30
Basamento sedimentario	21	150	35

Para el análisis de una solución geotécnica en el talud se debe verificar las condiciones actuales del mismo e identificar las zonas de posibles fallas bajo condiciones críticas como saturación completa e incluyendo una carga pseudoestática horizontal.

Utilizando los datos y propiedades geomecánicas de los materiales se modela el talud para determinar las zonas propensas a generar falla. Para esto se toma en cuenta todas las capas de los materiales encontrados en el sitio: material descompresionado, material sedimentario meteorizado y basamento. Así mismo se utiliza bibliografía para determinar que los rangos obtenidos en el Informe Geotécnico consultado sean verdaderos para el análisis de los parámetros.

Cabe mencionar que los materiales coluvios son encontrados únicamente en el lecho del río y no presenta afectación alguna en el talud es por esto que para los análisis propios del diseño se limitará únicamente a la zona de interés, excluyendo este material del análisis.

En la tabla 6 se presentan los valores típicos de parámetros de resistencia para rocas según Hoek y Bray publicados en 1961.

Tabla 6. Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas

Tipo de roca	Peso unitario seco kN/m ³	Cohesión (Mpa)	Ángulo de fricción (°)
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita arenisca	23-28	10-30	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, luntas, limolitas	17-23	1-20	25-35

A partir de un informe del Instituto Costarricense de Electricidad sobre experiencias de 50 años en proyectos de Costa Rica en la tabla 7 se presenta una identificación de materiales con respecto a las velocidades de onda y la clasificación del mismo, bibliografía utilizada para corroborar los parámetros usados en el análisis.

Tabla 7. Valores típicos de parámetros de velocidades sísmicas para rocas

Tipo y condición de roca	Valores de resistividad (ohm-m)	Velocidades sísmicas (km/s)
Lavas y lavas macizas	400 - 7000	3.5 - 4.5
Lavas y lavas fracturadas	200 - 500	2.5 - 3.5
Lavas y lavas fracturadas y macizas	50 - 200	2.0 - 2.5
Brechas volcánicas (arenas y bloques soldados)	50 - 500	2.5 - 3.2
Brechas volcánicas (arenas y bloques soldados)	50 - 500	2.2 - 2.5
Brechas fragmentadas (arenas y bloques soldados)	10 - 50	2.0 - 2.2
Grésos (arenas) - arenos - bien cementados con mucha matriz	100 - 500	2.5 - 2.7
Grésos (arenas) - arenos - bien cementados con poca matriz	100 - 500	2.0 - 2.2
Grésos (arenas) - arenos - bien cementados		
Tobas y lavas bien soldados	50 - 100	2.5 - 2.7
Tobas (arenas)	5 - 20	1.5 - 1.8
Rocas ígneas duras	5000 - 40000	4.5 - 4.2
Rocas ígneas metamorfoseadas	200 - 900	2.5 - 3.5
Prevolcanos de cenizas bien consolidados	10 - 50	2.0 - 2.5
Prevolcanos de cenizas sueltos	100 - 50	1.5 - 1.8
Lantas compactas	20 - 40	2.1 - 2.2
Lantas sueltas	10 - 30	1.7 - 2.2
Limolitas bien soldadas	100 - 250	3.0 - 3.5
Limolitas mal cementadas	50 - 100	1.7 - 2.1
Luntas y areniscas bien cementadas sueltas	50 - 150	2.5 - 3.5
Luntas sueltas	10 - 30	2.2 - 2.5

Como parte de la corroboración de parámetros, se modela el talud con los datos en el software utilizado para el estudio por lo tanto en la figura 17 se muestra el modelo con las zonas de posibles fallas en condición de saturación máxima identificando muchos factores de seguridad menores a 1, según lo establecido en el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en su tabla 3 "Factores de seguridad para el diseño de taludes permanentes y análisis de laderas", página 17. Lo anterior aplicando los parámetros determinados anteriormente.

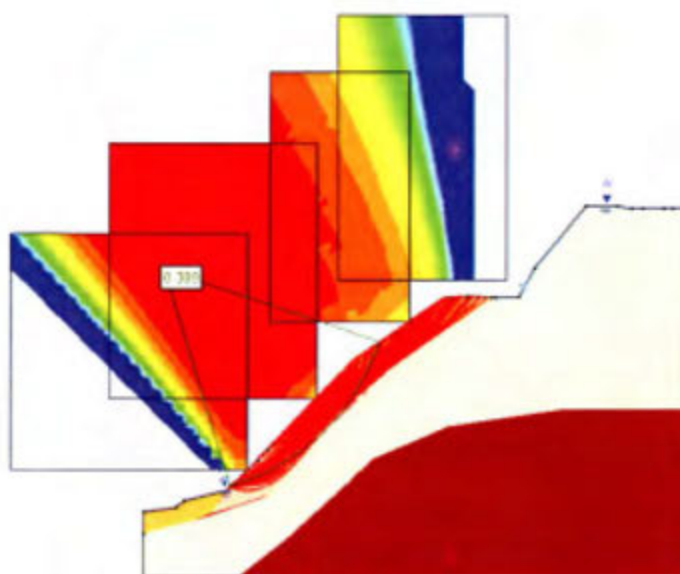


Figura 17. Modelación de talud en condición estática.

Se logra observar en la figura 17 que se presenta fallas únicamente en el material descompresionado de la capa 1, solamente hay tendencia de que falle el material en esa capa, lo que significa que es posible que si ocurre deslizamientos exponiendo más el material de la capa 2 puede empezar a comportarse como la capa 1 continuando la afectación en camino que se encuentra en la sección superior. Por lo tanto es necesario proporcionarle una estabilidad y evitar que se deslice nuevamente el talud.

Una vez generado el análisis del modelo geomecánico en condición estática, se realizó el análisis ingresando en el cálculo un factor pseudoestático de 0.15 en la horizontal y 0.05 en la vertical obtenido a partir del tipo de sitio (suelo) y la zonificación, para los cuales se obtuvo los valores de: tipo de sitio S2 y una Zona III, a partir de la Tabla 9: "Coeficientes pseudoestáticos horizontales con un período de retorno de 150 años", del Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, en la página 22. Una vez que se ingresó

al modelo actual las características geomecánicas, la condición de saturación completa y el factor pseudoestático, se procedió a verificar la zona de falla más críticas para lo cual se obtuvo un factor de seguridad de 0.295 siendo el talud inestable en condición natural y saturado como se muestra en la figura 18.

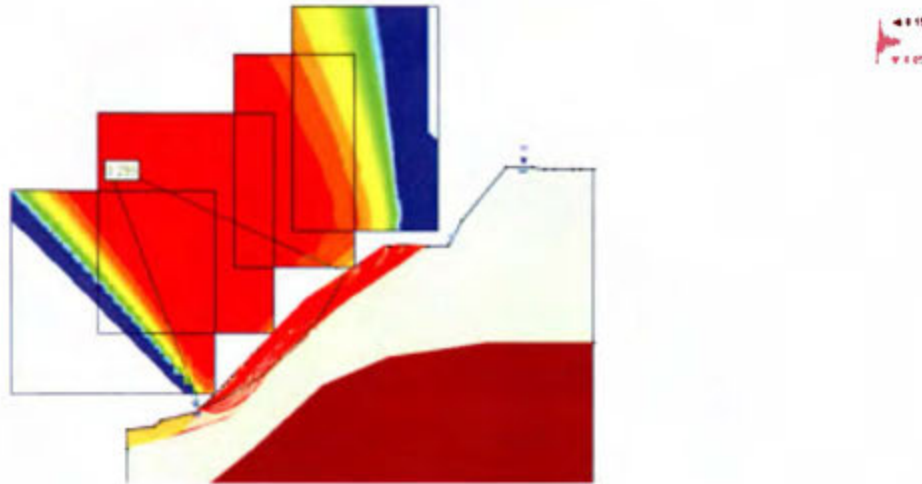


Figura 18. Modelación del talud en condición pseudoestática.

A partir de la información anterior se tiene certeza de que el talud se encuentra en condición inestable y crítica por lo cual es importante darle una solución geotécnica, como lo es un muro se suelo cocido (soil nailing) propuesto en este proyecto.

4. CAPITULO IV. DISEÑO

4.1. Modelo de talud.

A partir del modelo obtenido (figura 18) en la sección anterior se puede para iniciar con el diseño del muro anclado por lo tanto se toma como probadas y ciertas las características geomecánicas establecidas en la tabla 5, mismas que son las que se utilizan para el diseño.

4.2. Análisis del Soil Nailing

Una vez analizado el talud y verificado las condiciones en las que se encuentra, se procede a realizar el análisis del diseño del muro para esto se tiene los siguientes datos:

- Se toma en cuenta que el talud posee una inclinación de 20° con respecto a la horizontal misma que se va a mantener para la construcción del soli nailing.
- La inclinación de los anclajes es de 15° debido a que se estima un rango de entre 15 y 20° más de eso no es recomendable ya que la componente vertical de la tensión del anclaje se hace muy grande y entonces debería ser tomada en el diseño.
- Se toma un factor de seguridad de 1 según determinado para la condición pseudoestática según determinado en el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en la página 17, tabla 3 "Factores de seguridad para el diseño de taludes permanentes y análisis de laderas".
- Utilizando las ecuaciones 1, 2, 3 y 4 del capítulo II, Generalidades, se puede determinar valores de cálculo como tensión nominal y esfuerzo último en el muro así como un valor estimado inicial de $0.8H$ para la longitud del pernado. Con estos datos se inicia los análisis de diseño del Soil Nailing.
- A partir de la ecuación 3 del capítulo II, se calcula una tensión admisible de la barra del acero, la cual es del orden de 170 KN.
- A partir de la ecuación 4 del capítulo II, se calcula la tensión máxima, la misma es de 129 KN.
- Se estima una separación vertical y horizontal entre pernos de 1.5 metros, sin embargo los análisis se realizaron utilizando también una separación de 2 y 2.5 tanto vertical como horizontal, demostrado en los análisis a continuación. Se

determina que tan bueno son estas separaciones a partir de la estabilidad analizada en el software.

- Se establece que para el anclaje se va a utilizar varilla #8 grado 60 y ésta posee un área de 51.0 mm^2 . A partir de los cálculos iniciales de tiene que se requiere un área mínima para el pernado de 5 mm^2 , cumpliendo con determinado con la formulación. Se establece que la varilla #8 es la apropiada ya que según el Manual para diseño de Soil Nailing de la Federal Highway Administration, no se recomienda varilla de menos calibre para muros de Soil Nailing.
- Se logra determinar a partir de la geofísica aplicada en el terreno y de las perforaciones, que el material descompresionado de la primera capa que varía entre 1 y 4.5 metros de espesor y es similar al material determinado como sedimentario meteorizado (de la capa 2), el mismo ha sufrido de variaciones por las condiciones climáticas diarias y eventos máximos ocurridos en la zona.

Una vez establecido los datos iniciales mencionados anteriormente se introducen en el Software utilizado para obtener el análisis del diseño del soil nailing. Se realizan diversas iteraciones analizando las diferentes posibilidades para la dimensión del pernado para el muro. A partir de estos análisis se tiene lo siguiente.

Para el análisis de la longitud de los anclajes se realizan diversas iteraciones variando la longitud de estos y el espaciamiento que estaba dado inicialmente como un espaciamiento entre pernos de 2 m. La iteración inicia con la estimación de pernos de 9 m de longitud. Se obtiene que el talud a partir de estos datos es estable, la única falla que se presenta es en los coluvios que se encuentran en el lecho del río mismo que no representa un peligro hacia el talud por lo tanto esta se descarta como falla.

En la figura 19 se evidencia lo anterior. El análisis se realiza contemplando una condición pseudoestática e incluyendo un factor de 0.15 en la horizontal y 0.05 en la vertical como se ha indicado previamente. Utilizando pernos de 9 metros espaciados 2 m en la horizontal y vertical. Para los siguientes análisis no se determina la falla en los coluvios debido a que no es de interés y este representa el lecho del río por lo tanto se prescinde de estos para el análisis.

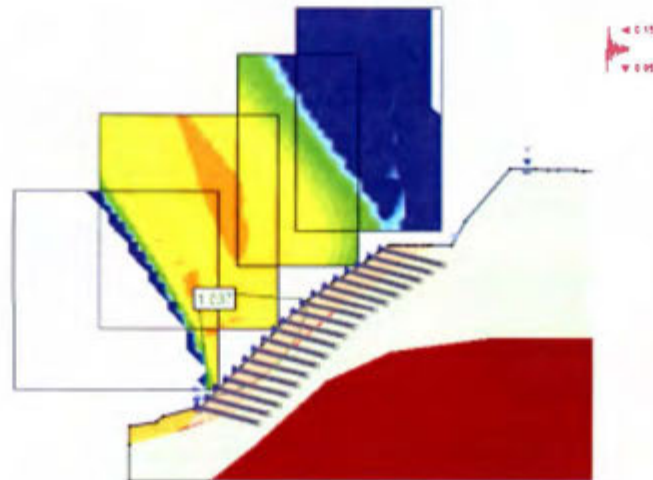


Figura 19. Modelación del talud en condición pseudoestática, utilizando pernos de 9m.

Dada que la solución anterior se determina estable y cumple con la tensión de cada perno sin embargo se considera que esta sobre diseñada por lo tanto se reduce la longitud de los pernos para un diseño más real y económico, es por esto que en la figura 20 se observa el análisis utilizando pernos de 5 metros espaciados a 2 m tanto en vertical como en horizontal. Esta solución presenta una configuración que el programa determina estable y sin zonas de falla menores a 1 en condiciones de saturación máxima. Se continua iterando y variando condiciones para evaluar las distintas posibilidades de solución.

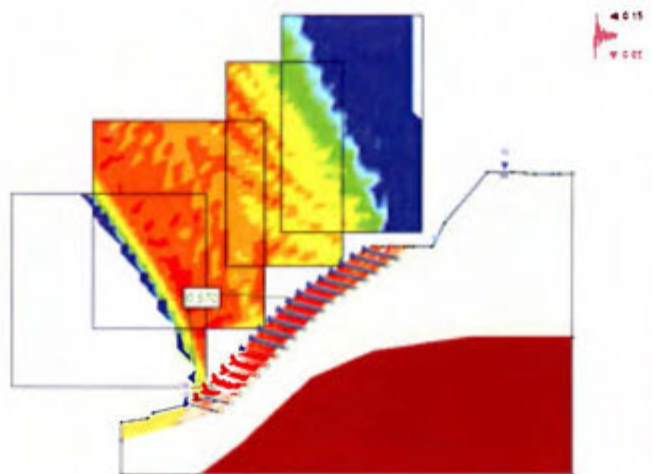


Figura 20. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 5m espaciamiento de 2 m x 2 m.

En la figura 21 se analiza el talud con pernos de 5 m con espaciamiento de 1.5 m en horizontal y vertical. Esta solución presenta una configuración que el programa determina inestable, con zonas de falla menores a 1 en condiciones de saturación máxima. Se continua iterando y variando condiciones para evaluar las distintas posibilidades de solución.

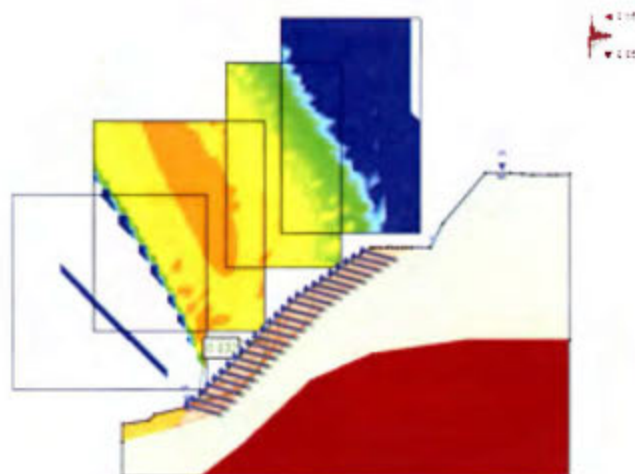


Figura 21. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 5m espaciamiento de 1.5m x 1.5 m.

En la figura 22 se observa el análisis utilizando pernos de 7 metros espaciados a 2 m tanto en vertical como en horizontal. Esta solución presenta una configuración que el programa determina inestable, con zonas de falla menores a 1 en condiciones de saturación máxima. Se continua iterando y variando condiciones para evaluar las distintas posibilidades de solución.

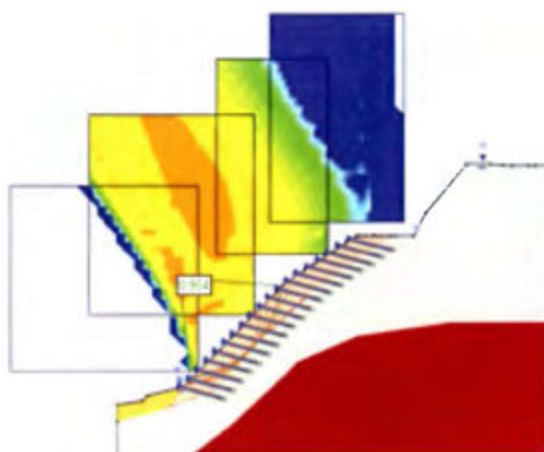


Figura 22. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 7m espaciamiento de 2 m x 2 m.

En la figura 23 se observa el análisis utilizando pernos de 6 metros espaciados a 2.5 m tanto en vertical como en horizontal. Esta solución presenta una configuración que el programa determina inestable, con zonas de falla menores a 1 en condiciones de saturación máxima. Por lo tanto se determina que no es recomendable espaciar más los pernos.

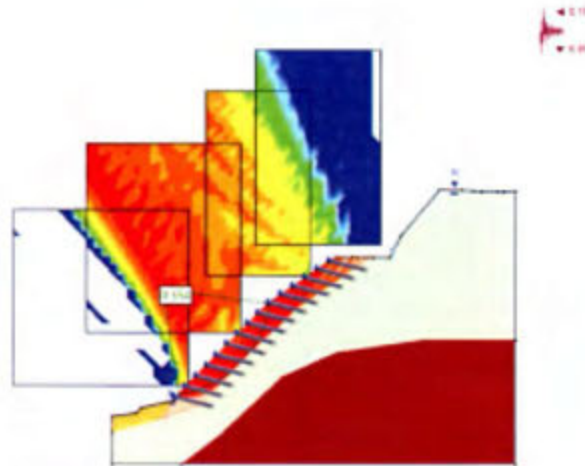


Figura 23. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 6 m espaciamiento de 2.5 m x 2.5 m

En la figura 24 se observa el análisis utilizando pernos de 6 metros espaciados a 1.5 m tanto en vertical como en horizontal. Esta solución presenta una configuración que es determina estable, se determina que también cumple la carga por perno menor a la tensión máxima calculada, según el análisis del programa para lo cual se obtiene una carga requerida por perno de 113 KN con una máxima por 129 KN indicada en el inicio del capítulo.

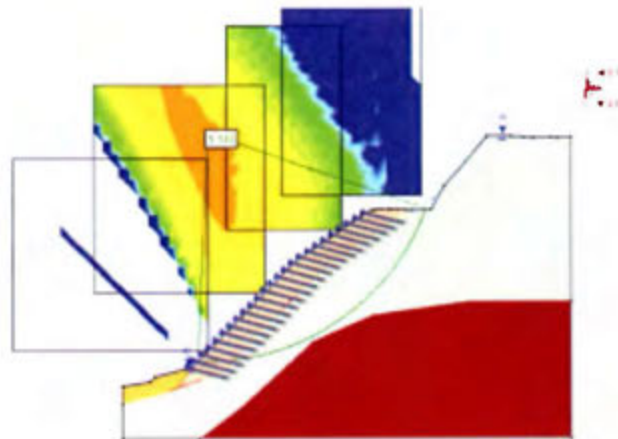


Figura 24. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 6m espaciamento de 1.5 m x 1.5 m

Una vez elegida la configuración de pernos se le coloca una carga de diseño para incorporarla al diseño por el peso ejercido por el tránsito de vehículos, camiones, vagonetas; se utiliza un camión de diseño con carga puntual de 250 KN convertida a carga distribuida se tiene que es una carga de 180 KN/m². En la figura 25 se realiza el análisis incluyendo la carga para lo cual se determina que continua siendo estable con un FS de 1.01.

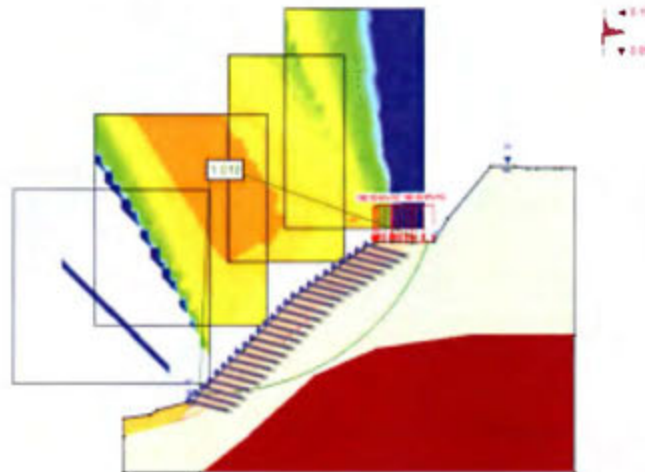


Figura 25. Análisis en condición pseudoestática con pernos de 6m espaciamento de 1.5 m x 1.5 m aplicando carga de uso del camino.

Como resultado de los múltiples análisis realizados en las iteraciones anteriores se puede determinar que la opción más acertada de diseño para el muro de Soil Nailing, misma que se presenta como condición más estable es la configuración de longitud de pernos de 6 metros y espaciamento de 1.5 metros en la horizontal y la vertical. Así mismo aplicando la carga al camino por el tránsito diario también presenta un factor de seguridad determinado como estable, según lo verificado en el Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

5. CAPITULO V. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Este documento consiste en la determinación de las especificaciones técnicas de los materiales para la construcción del muro tipo soil nailing así como las normas para la verificación de la calidad requerida para cada uno.

Materiales para la construcción de un soil nailing.

1) Pernos.

Se utilizará varillas #8, grado 60 con una fluencia f_y : 4200 Kg/cm² deben cumplir con la norma ASTM A615. Serán colocadas en la pared de anclaje con un espaciamiento tanto vertical como horizontal de 1.5 m.

Para el ensayo de ellas se va a requerir ensayar 2 varillas por lote solicitado para el proyecto según la norma ASTM A370

2) Placas de acero.

Se utilizará placa de acero de 25.4 mm de grosor y de configuración cuadrada de dimensiones de 25.4 x 25.4 mm. Debe ser acero de grado 36 y cumplir con las normas AASHTO M183 y ASTM A36. La calidad debe ser verificada con la norma A6/A6M, con una frecuencia de 1 placa y 1 tuerca cada lote utilizado.

3) Arandelas y tuercas.

Las arandelas deben ser biseladas y contar cada placa con 1 arandela y 1 tuerca. Mismas que deben cumplir con las normas AASHTO M29 y ASTM A563 grado B. Deben ser probados mediante la norma ASTM F606 con una frecuencia de 1 arandela y 1 tuerca por cada lote requerido en el proyecto.

4) Centralizadores.

Los centralizadores deben de ser de PVC cedula 40 y ser colocados de la siguiente manera: deben quedar a 0.45m de las esquinas y tener un centralizador a 2.05m como se establece en la figura 26. El tubo debe cumplir con la norma ASTM D1587.

0.45 2.05 2.05 0.45

Figura 26. Distribución de colocación de centralizadores

5) Lechada.

La lechada se requiere para llenar la cavidad del perno, para esto se requiere una lechada con un cemento tipo MM/C, cumpliendo con la norma ASTM C 1107 y debe poseer una relación agua cemento de 0.5. Para la verificación de calidad se realiza utilizando la norma ASTM C 939 con una frecuencia de 60 pernos colocados con lechada.

6) Concreto lanzado

Pantalla de concreto lanzado de 120 mm de espesor, con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 . Realizando una primera aplicación de 5cm para estabilizar la zona de trabajo luego de la colocación de los pernos y los 7 cm se colocan al final de todas las obras para dar el acabado final. El concreto debe cumplir con la norma ASTM C1436. El cemento debe ser tipo MM/C y cumplir con lo establecido en la norma INTE C242. El agua para la realización de la mezcla deber ser libre de aceites, químicos o elementos orgánicos impuros. Los agregados no deben producir la reacción alkali agregado y deben cumplir con los requerimientos en la norma ASTM C33

El concreto lanzado va a ser probado para verificar la calidad y preparación de la muestra según ASTM C 1140. Se deben preparar paneles para cuando se está colocando el concreto lanzado se realice la prueba. Tendrá una frecuencia de prueba de 1 muestra por cada 28m^3 colocados.

7) Drenajes

Los drenajes deben ser tubo de PVC de 2 pulgadas deben estar colocados horizontalmente a cada 2 metros sin embargo desde la vertical debe iniciar en 1.5m y luego a cada 4 metros, de esta manera los pernos y los drenajes no coinciden en espacio. La ubicación de la tubería en la vertical debe ser de 1.5 metros. El tubo debe cumplir con la norma ASTM D1587.

8) Malla electrosoldada

La malla electrosoldada debe ser #2 de 6 x 2.5 metros colocada con un traslape de 0.20 cm con respecto a la otra debe cumplir con lo detallado en la norma ASTM A 1064. Debe ser verificada la calidad con la norma AASHTO M55M con una frecuencia de 1 malla por lote utilizado.

6. CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

1. Dado el deslizamiento ocurrido en el sector de interés se vio comprometido el camino de acceso a diversas comunidades la solución geotécnica requerida debía mantener las condiciones en el sitio de manera estable y habilitar el paso. El Soil Nailing permite adaptarse a la forma de los taludes tal cual se encuentran y brindarles estabilidad. Otras soluciones requieren de mayor espacio o bien trabajar el talud para crear terrazas. Estas situaciones que no son viables en el sitio debido a que se encuentra comprometido el camino en la sección superior. Por lo tanto el diseño del soil nailing permitió tomar la forma actual del terreno, trabajarlo, protegerlo y así habilitar de manera segura el acceso a las comunidades aledañas.

2. El soil nailing es un método de solución geotécnica accesible con pasos sencillos constructivamente que requiere de un análisis de los pernos y de las zonas de falla del talud, así como analizar si las mismas son atenuadas con la solución presentada. Este método constructivo no es 100% amigable con el ambiente debido a que produce mucho desperdicio de concreto con el rebote del concreto lanzado y el llenado de las perforaciones en el terreno, sin embargo es el que más se ajusta a lo requerido para el proyecto.

3. A partir del análisis realizado, la investigación bibliográfica de los parámetros requeridos correspondiente a los materiales realizada y con la ayuda del programa Slide se obtuvo las combinaciones apropiadas de las propiedades de los materiales donde se comportan más estables acorde a la falla obtenida, por lo tanto por medio de valoraciones de lo ocurrido y de las características geomecánicas aportadas por el estudio geotécnico realizado y ejecutando un retro análisis, se han determinado las características aproximadamente reales de los materiales presentes que se obtuvieron de manera final para esta investigación, en la tabla 8 se indican.

Tabla 8. Características de los materiales

Capa	Peso Volumétrico (KN/m ³)	Cohesión (KN/m ²)	Ángulo de fricción (°)
Suelos depositados/coluvios	19	0	28
Sedimentaria descompresionada	20	10	25
Sedimentos meteorizados	20	100	30
Basamento sedimentario	21	150	35

4. Se obtiene el diseño final del muro de soil nailing que a partir de análisis de programas se determina que debe ser construido con varillas #8 de 6 metros, colocadas en el terreno con espaciamientos de 1.5 metros en la vertical y la horizontal entre cada una, rellenos con una lechada de concreto con una relación de agua cemento de 0.5 y sellados con una placa de acero y tuercas, para la protección superficial del talud colocarse una capa de concreto lanzado de 120 mm con un refuerzo de malla electrosoldada en toda la pantalla, en el detalle de los plano se presenta el diseño con las especificaciones necesarias.

5. Se elaboran las especificaciones técnicas de los materiales a requerir en la obra donde se incluye las normas a las que deben cumplir, la norma de prueba el material y la frecuencia con la cual va a ser ensayado para verificación de calidad.

6.2. Recomendaciones

1. Como recomendación se puede indicar que se valore realizar un estudio comparativo económico con otros métodos de soluciones geotécnicas como la construcción de un muro Terramesh o un muro de gaviones, estas dos opciones permiten ampliar la sección del camino en la parte superior, sin embargo son soluciones que requieren de un mayor espacio en el sitio y la posibilidad de que por la altura y su forma haya que crear terrazas o aumentar la sección de relleno, situación que encarecería en costos. Dadas estas opciones se podrían generar un estudio comparativo para verificar la factibilidad de estas soluciones con respecto a la solución dada para este proyecto. Estas soluciones pueden ser más amigables con el ambiente.

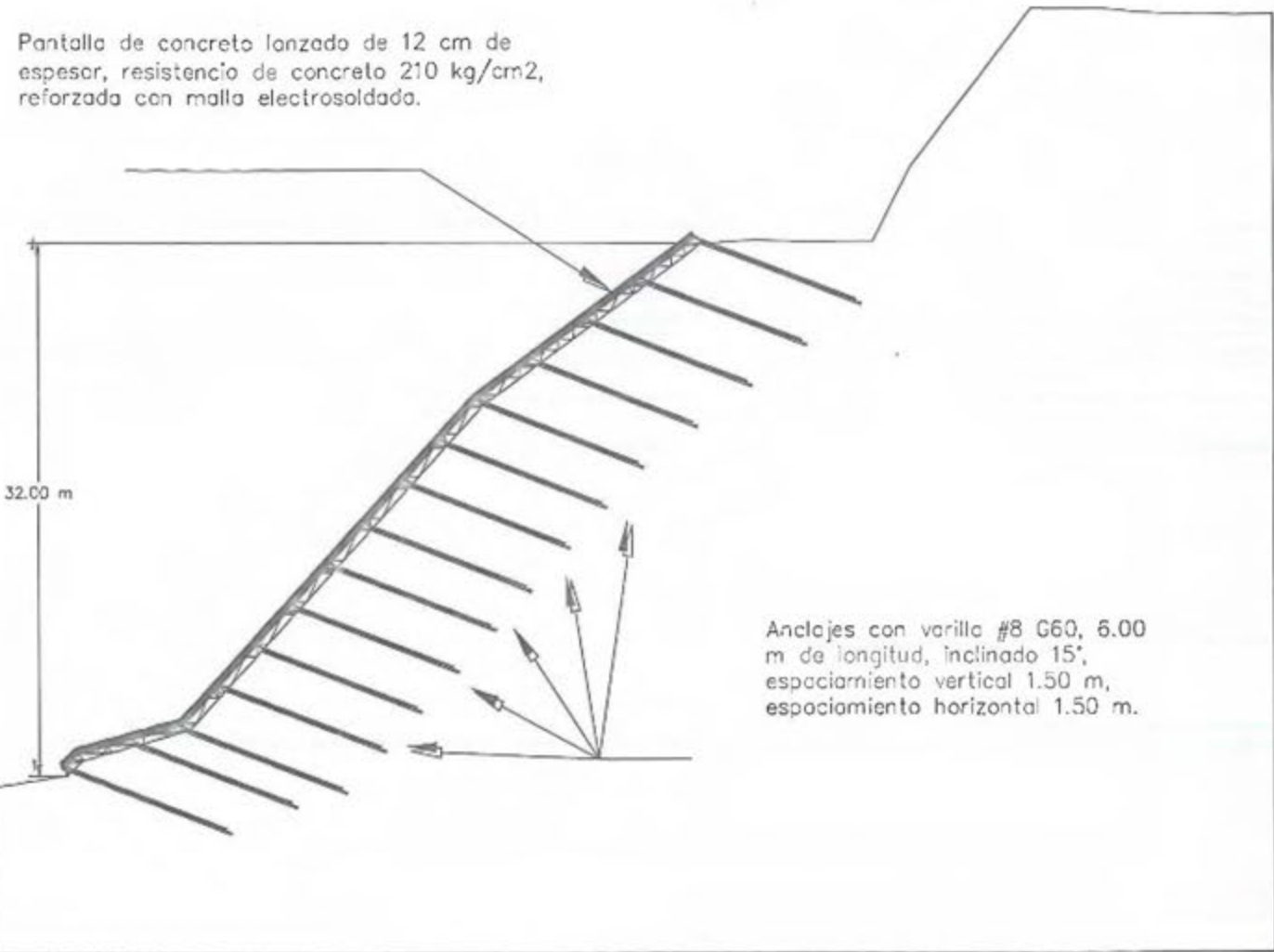
2. Se recomienda que se genere un plan de manejo de los desechos en el proyecto, las construcciones de muros de suelo cosido son obras en las cuales se trabaja con mucho concreto desde el llenado de la perforación hasta el lanzado de la pantalla, este último genera una pérdida por rebote del material, así como sobrantes de concreto que son no son requeridos y puede que no se le de el desecho óptimo, esto crea una posibilidad de contaminación en el sector de trabajo al estar cerca de un río y de recursos naturales. Por lo tanto con un plan factible se puede reducir la posibilidad de contaminación.

3. Así mismo se recomienda diseñar un canal de desfogue de las aguas superficiales que corren por la pantalla en época lluviosa para evitar tener problemas de erosión al pie del talud. Se puede construir una cuneta revestida que desfogue las aguas hasta el río o bien construir una hilada de gaviones enterrada para que el terreno absorba el agua que es capaz y el exceso sea desfogado en el río, esto brindaría una mejor imagen en la construcción del muro y eliminaría el efecto visual de más concreto en la obra.

7. CAPITULO VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. [Http://estructurando.net/2013/11/26/calculo-de-soil-nail-walls-o-muros-anclados-con-hormigon-proyectado/](http://estructurando.net/2013/11/26/calculo-de-soil-nail-walls-o-muros-anclados-con-hormigon-proyectado/)
2.
Pedro Valdez. Tesis: Manual de diseño y construcción de muros anclados de hormigón proyectado. Universidad San Francisco de Quito.
3. Procedimiento constructivo muro anclado. Disponible en: <http://www.geofortis.co.cr/descargas/procedimiento%20constructivo%20muro%20anclado.pdf>
4. Goodman, R.E Introduction to rock mechanics. 2da edición. 1989.
5. Ministerio de Fomento. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. España.
6. Jaime suarez díaz. Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Colombia. Ingeniería de suelos, Ltda. 1998
7. Dudley R. Rusty Morgan and Larry Totten Guía de especificaciones para muros estructurales de concreto lanzado. 2008, páginas 18-27. Disponible en: https://www.dropbox.com/sh/u7dg6dg8ifsuepx/aadnhu3oy7kk822xtifau-32a?dl=0&preview=2008win_morgan-totten.pdf
8. Federal Highway Administration, Departamento de Transportes. Manual de Soil Nailing. 7th edición, publicación fhwa-nihi-14-007. 2015.

8. CAPITULO VIII. ANEXOS



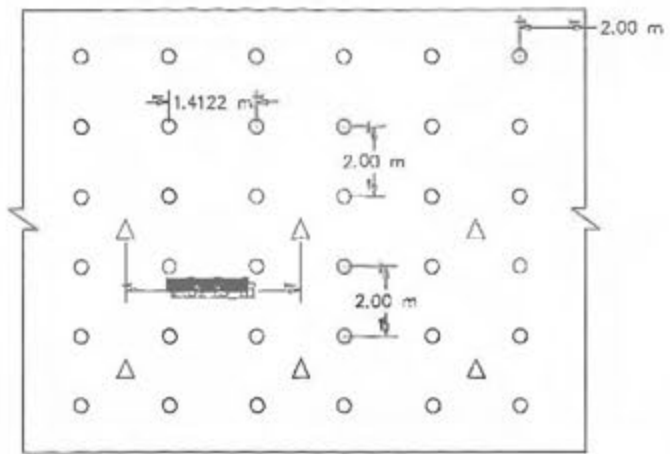
Perfil de talud, Soil Nailing y pernado



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

Muro Soil Nailing en Monterrey de Aserri

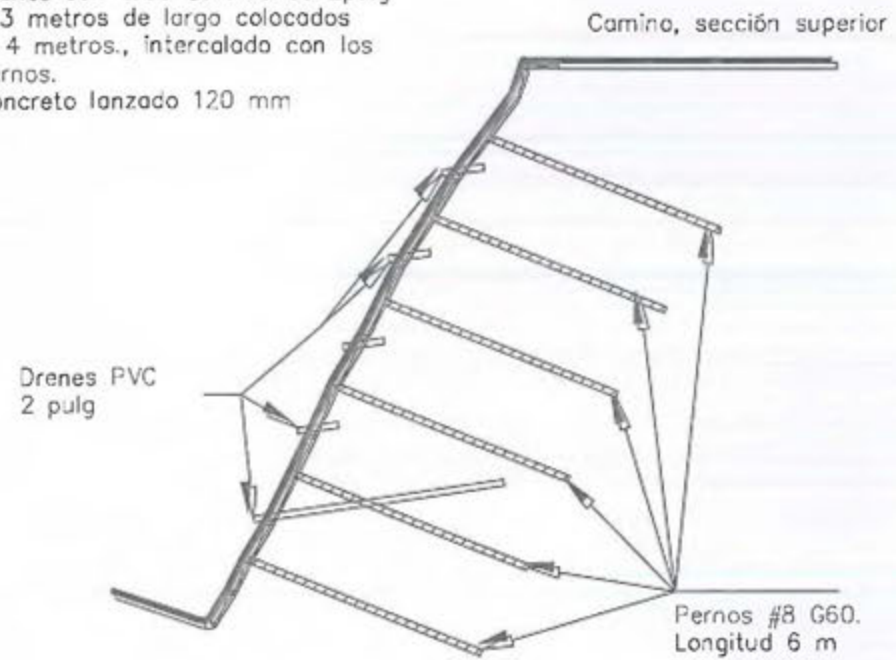
△ Drenes PVC 2 pulg



Sección típica desde el borde superior de la pantalla

Detalle de configuración pernos y drenajes frontal

Drenes con tubo de PVC de 2 pulg y 3 metros de largo colocados @ 4 metros., intercalada con los pernos.
Concreto lanzado 120 mm



Detalle de configuración pernos y drenajes frontal



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

Muro Soil Nailing en Monterrey de Aserri

Tabla de contenidos

Resumen.....	iv
Listas de Tablas.....	v
Listas de Figuras.....	vi
Listas de Ecuaciones.....	vii
1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.1.1 Antecedentes.....	1
1.1.2 Problema.....	2
1.1.3 Propuesta de solución.....	2
1.2 Objetivos de la investigación.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Importancia.....	3
1.4 Alcances y limitaciones.....	4
1.4.1 Alcances.....	4
1.4.2 Limitaciones.....	4
1.5 Metodología.....	4
2. CAPÍTULO II. ASPECTOS TÉCNICOS.....	6
2.1. Cimentaciones profundas.....	6
2.1.1. Funcionamiento.....	6
2.1.2. Tipos de cimentaciones profundas.....	8
2.1.2.1. Cimentación Rígida de Primer Orden.....	8
2.1.2.2. Cimentación Rígida de Segundo Orden.....	9
2.1.2.3. Cimentación Flotante.....	9
2.2. Sistema constructivo de las cimentaciones profundas.....	10
2.2.1. Pilotes prefabricados.....	10
2.2.2. Pilotes de Desplazamiento.....	11
2.2.2.1. Pilotes de Desplazamiento con puntera para evitar su daño.....	11
2.2.2.2. Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas.....	12
2.2.3. Pilotes con Extracción de Suelo.....	12
2.2.4. Pilotes colados en sitio.....	13
2.2.4.1. Pilotaje "in situ" en seco.....	14

2.2.4.2.	Pilotaje "in situ" con camisa recuperable.....	14
2.2.4.3.	Pilotaje "in situ" con ayuda de lodos bentoníticos.....	14
2.2.4.4.	Pantalla de pilotes secantes "in situ".....	14
2.2.5.	Armaduras de Pilotes.....	15
2.2.6.	Colado de Pilotes	15
2.2.7.	Precauciones constructivas	15
2.2.7.1.	Colocación de concreto in situ	15
2.2.7.2.	Colocación de concreto con el método tremie.....	16
2.3.	Metodología de análisis.....	16
2.4.	Mejoramiento de terreno	18
2.4.1.	Columnas de grava como mejoramiento	20
2.4.1.1.	Columnas de grava a través de vibrosustitución.....	22
2.4.1.2.	Columnas de grava compactadas con el sistema geopier	23
2.5.	Losas pilotadas.....	27
2.5.1.	Fundaciones flexibles.....	28
2.5.2.	Fundaciones rígidas.....	29
2.5.3.	Modelo de Winkler.....	31
2.5.4.	Ecuación Diferencial de una viga sobre una fundación modelo Winkler.....	32
2.5.5.	Criterios de la identificación de las vigas respecto su rigidez relativa	35
2.5.6.	Criterios de Hentenyi (1946) respecto a la rigidez relativa	35
2.5.7.	Criterios de comité 436 del American Concrete Institute (1966).....	35
2.5.8.	Expresiones analíticas del módulo de reacción del terreno.....	36
2.5.9.	Capacidad portante de losa.....	36
2.5.10.	Asentamientos por consolidación	37
2.5.11.	Cálculo de incrementos de esfuerzos usando el método de Terzaghi	37
3.	CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO	38
3.1.	Descripción del proyecto.....	38
3.2.	Localización del proyecto.....	39
3.3.	Geología de la zona.....	40
3.4.	Geomorfología	40
3.5.	Caracterización geotécnica del sitio.....	40
3.6.	Propuesta de investigación geotécnica para el diseño final.....	45
4.	CAPITULO IV. DISEÑO DE LAS PROPUESTAS.....	47

4.1.	Cimentación con pilotes.....	47
4.1.1.	Capacidad por punta.....	47
4.1.2.	Capacidad por fricción.....	48
4.1.3.	Costos para pilotes.....	50
4.2.	Mejoramiento del suelo utilizando columnas de grava.....	51
4.2.1.	Cálculo de la capacidad soportante y de asentamientos.....	52
4.2.2.	Costos de las columnas de grava.....	55
4.3.	Losa con pilotes.....	55
4.4.	Análisis comparativo de las 3 opciones.....	59
5.	CAPITULO V. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	59
6.	CAPITULO VI. LISTA DE VERIFICACIÓN.....	62
7.	CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	64
7.1.	Conclusiones.....	64
7.2.	Recomendaciones.....	65
8.	CAPITULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	66
9.	CAPITULO IX. ANEXOS.....	67

Resumen

En la actualidad la construcción de viviendas en vertical es el auge en la construcción habitacional, esto debido a la reducción en terrenos en sectores céntricos a lo urbano para implementación de proyectos horizontales, por lo tanto el crecimiento en vertical se ha convertido en la solución para la demanda de viviendas. El estudio, análisis y ejecución de cimentaciones adecuadas para edificaciones de esta envergadura representan un ahorro significativo en el costo total de la obra. Estas soluciones únicamente se pueden proporcionar en los proyectos cuando existe una buena investigación geotécnica para identificar con detalle las características geo mecánicas de los materiales presentes en el sitio, espesores distribución y ubicación precisa de los estratos, entre otros.

En este proyecto se analizan tres propuestas de cimentación aptas para la elaboración de una edificación habitacional de 30 niveles para las cuales se analiza la metodología de análisis, asentamientos, costos y factibilidad de los tres casos para elaboración de estas propuestas en Costa Rica.

Adicionalmente a este análisis se pretende diseñar y elaborar los planos constructivos para la implementación de la propuesta más idónea según lo determinado en el proyecto, teniendo como insumo el modelo geo mecánico que represente de la mejor manera la realidad del sitio y con la ayuda de programas de cómputo que facilite el análisis de la solución y la verificación de su funcionamiento correcto.

Se incluye un documento de especificaciones técnicas para la valoración de los elementos constructivos en la obra para proporcionar los controles en los materiales y resultados de las obras, así como una lista de verificación para que el inspector de la obra verifique correctamente todos los procesos, calidad del material y resultados de los ensayos.

Listas de Tablas

Tabla 1.....	18
Tabla 2.....	19
Tabla 3.....	41
Tabla 4.....	42
Tabla 5.....	43
Tabla 6.....	45
Tabla 7.....	49
Tabla 8.....	49
Tabla 9.....	49
Tabla 10.....	50
Tabla 11.....	50
Tabla 12.....	51
Tabla 13.....	51
Tabla 14.....	52
Tabla 15.....	52
Tabla 16.....	55
Tabla 17.....	59
Tabla 18.....	62

Listas de Figuras

Figura 1.....	9
Figura 2.....	9
Figura 3.....	10
Figura 4.....	22
Figura 5.....	23
Figura 6.....	24
Figura 7.....	28
Figura 8.....	28
Figura 9.....	28
Figura 10.....	29
Figura 11.....	29
Figura 12.....	30
Figura 13.....	31
Figura 14.....	33
Figura 15.....	34
Figura 16.....	34
Figura 17.....	39
Figura 18.....	39
Figura 19.....	43
Figura 20.....	45
Figura 21.....	56
Figura 22.....	57
Figura 23.....	58
Figura 24.....	58

Listas de Ecuaciones

Ecuación 1.....	16
Ecuación 2.....	16
Ecuación 3.....	16
Ecuación 4.....	17
Ecuación 5.....	17
Ecuación 6.....	17
Ecuación 7.....	18
Ecuación 8.....	18
Ecuación 9.....	31
Ecuación 10.....	32
Ecuación 11.....	32
Ecuación 12.....	33
Ecuación 13.....	33
Ecuación 14.....	33
Ecuación 15.....	36
Ecuación 16.....	36
Ecuación 17.....	36
Ecuación 18.....	36
Ecuación 19.....	36
Ecuación 20.....	37
Ecuación 21.....	37
Ecuación 22.....	37
Ecuación 23.....	37
Ecuación 24.....	47
Ecuación 25.....	47
Ecuación 26.....	48
Ecuación 27.....	48
Ecuación 28.....	50
Ecuación 29.....	53
Ecuación 30.....	53
Ecuación 31.....	53
Ecuación 32.....	54

Ecuación 33.....	54
Ecuación 34.....	54

1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

1.1.1 Antecedentes

Debido a la creciente demanda de vivienda en el territorio nacional, producto del crecimiento urbano y movilización del sector joven/obrero a la ciudad en busca de cercanía a los sitios de empleo y de reducción de tiempo de espera debido al tráfico diario, es que se deben crear nuevas alternativas y desarrollos habitacionales que garanticen un espacio seguro, confortable, céntrico y accesible para la sociedad costarricense. Es por esto que se requieren de nuevas alternativas que modifiquen la manera de habitar el espacio urbano. La evolución de manera vertical de las ciudades es una de las medidas y acciones en beneficio del desarrollo urbano sustentable. Los terrenos en el área urbana son reducidos y cada vez más la población anda en busca de tener su propio espacio. Las representaciones sociales que los habitantes tienen cerca de la forma de habitar una ciudad, dificulta que puedan realizarse acciones sustentables de vivir en las periferias debido a la cultura de vivienda horizontal.

En la actualidad, la ciudad está pasando de la horizontalidad a la verticalidad, esto como respuesta a los procesos de urbanización y el crecimiento social por los cuales atraviesa la ciudad debido a la densificación que sufre al pasar los años, mismo que va en crecimiento exponencial.

A partir de la necesidad de generar espacios de vivienda que sean céntricos a los lugares de interés para la sociedad, es que el sector construcción incursiona en la inclusión de obras de construcción de viviendas y apartamentos plurifamiliares en torre (viviendas verticales) donde se maximice los espacios y generen costos menores en la inversión de compra o alquiler de los mismos.

A raíz de esto es que la metodología de construcción de los edificios así como la cimentación con la cual se proyecte la construcción es de carácter importante, mientras menor sea el costo de cimentación y levantamiento de los edificios así será el costo de venta de los apartamentos o pisos de las torres.

La cimentación utilizada en las obras depende del tipo de material presente en los sitios de construcción así regirá la simpleza o complejidad de la construcción de la cimentación y la inversión que realizar en ella. Estas condiciones varían dependiendo de la solución que se otorgue para la misma desde realizar un mejoramiento en el terreno generando mejores capacidades de soporte, minimizar la profundidad de los pilotes utilizando

metodologías de diseño conjuntas como combinación de losa con pilotes o bien valorando las condiciones propias del terreno y colocando la cimentación a niveles competentes para las cargas dadas en la obra.

1.1.2 Problema

Debido al alto costo en la construcción de cimentaciones para edificios de múltiples niveles, se requiere de diversas valoraciones en las propuestas de la cimentación de las obras, para que sean competentes, resistan a las cargas generadas por la edificación, resistente a las cargas laterales producto de los constantes sismos en el país y que cumpla con lo determinados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

1.1.3 Propuesta de solución

Se plantea la investigación y el análisis de tres metodologías para el diseño de la cimentación de la edificación realizando un análisis económico y viable comparativo de las tres propuestas.

- La propuesta uno es el análisis de la cimentación utilizando pilotes.
- La propuesta dos es el análisis de la cimentación realizando un mejoramiento del terreno por medio de columnas de grava, verificando la capacidad de soporte del terreno y planteando la cimentación contemplado dicha mejora.
- La propuesta tres es el análisis de la cimentación utilizando una losa de concreto y pilotes para la edificación.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general.

- Realizar el diseño preliminar de la cimentación más adecuada para la construcción de un edificio habitacional vertical de 30 niveles. Generando una comparación económica y de factibilidad entre tres metodologías de cimentación verificando la idoneidad de alguna de ellas.

1.2.2 Objetivos específicos.

- Establecer un modelo geológico geotécnico del sitio.
- Evaluar tres metodologías de diseño para una cimentación de un edificio de 30 niveles.
- Indicar las características generales y los conceptos de diseño de las tres metodologías constructivas planteadas para el diseño de la cimentación.
- Establecer la cimentación preliminar, siendo la más idónea para la construcción de la edificación, en economía y viabilidad del proyecto.
- Elaborar los planos de la cimentación conforme a la elección final.
- Elaborar un documento de especificaciones técnicas de la obra.
- Elaborar un documento de lista de chequeo para la verificación de las obras en campo por parte de un inspector.

1.3 Importancia

El presente trabajo busca realizar el diseño una cimentación para un edificio de 30 niveles en el cual se ejecutará un análisis económico así como viable de 3 metodologías de diseño para la cimentación para así establecer la mejor solución aminorando costos indirectos para la futura venta del bien.

La importancia del proyecto yace en la necesidad de analizar varias opciones de cimentación de una obra para el cual se requiere que sea la de mayor eficiencia y economía que se genere en el diseño para el proyecto. Debido a la creciente demanda de vivienda vertical es que se debe generar soluciones de cimentaciones más eficientes y óptimas para aminorar costos en las obras y crear apartamentos accesibles a la clase media obrera de Costa Rica.

Es por esto que el análisis de estas propuestas es imperante para así demostrar y verificar cuál de las opciones es la más viable tanto económica como técnicamente y dar certeza de la mejor cimentación que se pueda utilizar en la edificación.

1.4 Alcances y limitaciones

1.4.1 Alcances

Los diferentes diseños de cimentación analizados estarán establecidos específicamente para el sitio de estudio y el tipo de material presente en el campo, la comparación que se generará y la elección de la mejor cimentación no será la misma que para otros proyectos dado a los múltiples factores variantes de sitio en sitio.

Así mismo el diseño estará dado por unas cargas específicas para la edificación habitacional a construir.

1.4.2 Limitaciones

Se cuenta para la determinación de los parámetros geomecánicos únicamente con 2 perforaciones SPT mezclada con rotación y 2 perforaciones a rotación para la identificación de las características del material en sitio.

Se utiliza un software para el cálculo de la losa pilotada sin embargo se utiliza la versión educacional, mismo que limita el ingreso de los datos y limita la cantidad de pilotes a analizar para lo cual el máximo permitido son 7 pilotes y un solo material como suelo por lo tanto los datos de la tercera propuesta están sujetos a esta limitación.

1.5 Metodología

Este trabajo de investigación pretende dar una solución cimentación tanto económica, óptima y viable al proyecto de construcción de edificación habitacional de 30 niveles. Para lo anterior se va a apoyar de los insumos obtenidos en estudios geotécnicos bajo la custodia de la empresa a la cual el proyecto le pertenece y para fines académico facilitan los datos de los estudios, en los cuales se elaboraron ensayos para la caracterización geomecánica tales como: perforaciones realizados mediante el ensayo SPT (Standard Penetration Test) y ensayos de rotación mediante un barril doble giratorio con broca de diamante para la obtención de núcleos así como geofísica para determinar el perfil de velocidad de las ondas de corte Vs para obtener mediante correlaciones una distribución de las capas de los materiales en la zona de interés. Se utilizan ensayos de laboratorio tales como, límites de consistencia (ASTM D 4318), contenido de humedad (ASTM D 2216), clasificación SUCS (ASTM D 2478), peso unitario (ASTM D 2937).

A partir de la información aportada por los ensayos, se genera un modelo geomecánico que presenta la situación actual del suelo (la cohesión y la fricción aproximadas a las reales).

Así mismo se cuenta con el suministro de las cargas actuales con las cuales va a contar la edificación para su funcionamiento, mismas que serán utilizadas para el análisis de las cimentaciones propuestas.

Se utilizará suministros de empresas que en la actualidad realicen ese tipo de soluciones de los tipos de cimentación propuestos para determinar las condiciones adecuadas para realizar el diseño de la obra. Asimismo, se dispondrá de recurso bibliográfico para alimentar la investigación otorgando explicación, parámetros e información adicional para lograr llevar a cabo con éxito los objetivos generales y específicos del proyecto en estudio.

2. CAPÍTULO II. ASPECTOS TÉCNICOS

2.1. Cimentaciones profundas

Cuando se inician las excavaciones para la ejecución de una obra, se puede topar con diversas dificultades para encontrar el estrato resistente o firme donde se quiere cimentar. En este momento se presenta la necesidad de apoyar una carga aislada sobre un terreno no firme, o difícilmente accesible por métodos habituales.

Como alternativa, se cuenta con cimentaciones profundas que se componen de pilotes. El pilote es un elemento constructivo de tipo puntual, que permite transmitir las cargas de la superestructura e infraestructura a través de estratos blandos, hasta estratos más profundos con la capacidad de carga suficiente y poco consistentes; o bien, para repartir las cargas en un suelo relativamente blando de tal manera que lleven a un nivel suficiente con capacidad de soportar la estructura con seguridad.

2.1.1. Funcionamiento

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste, y resistencia a la penetración o resistencia por punta. Ambas dependen de las características del pilote y del terreno, y la combinación idónea es el objeto del proyecto. Cuando las cargas transmitidas por el edificio no se pueden distribuir adecuadamente en una cimentación superficial, excediendo la capacidad portante del suelo.

Existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad final de un pilote, es por esto que buena parte de la investigación que se viene desarrollando en este campo tiene que ver con métodos que permitan hacer un control de calidad a bajo costo del pilotaje antes de aplicar las cargas. El método más bueno aunque el más costoso es hacer una prueba de carga. Otros métodos alternativos son: pruebas de resonancia, prensa hidráulica de Osterberg, pruebas de análisis de ondas, pruebas sísmicas.

En muchos casos las teorías que permiten estimar la resistencia de fuste y la resistencia de punta son de tipo empírico. Son el resultado de un análisis estadístico del comportamiento de ciertos pilotes en determinadas condiciones de terreno. Por lo tanto,

es sumamente importante conocer el origen y las condiciones bajo las cuales determinadas fórmulas de cálculo son válidas.

Se debe tomar en cuenta que se puede presentar que en los estratos inmediatos a los cimientos se produzcan asentamientos imprevistos ya que por lo general el suelo resistente está a mayor profundidad; caso que se presenta en edificios de mayor altura debido a que se deben apoyar en terrenos de buena calidad para lo que por lo general se requiere de cimentaciones profundas para alcanzar suelos competentes. Esto podría suceder por ejemplo cuando el terreno está sometido a grandes variaciones de temperatura por hinchamientos y retracciones y el material presente son arcillas expansivas, cuando la edificación está cimentada y hay presencia de nivel freático muy cercano a la misma o bien cuando los cimientos están sometidos a esfuerzos de tracción debido a que el edificio se encuentra expuesto a fuertes vientos, en estos casos los asentamientos pueden ser imprevisibles de no analizarse previamente.

En la cimentación por pilotaje deben observarse los siguientes factores de incidencia:

1. El rozamiento y adherencia entre suelo y cuerpo del pilote.
2. La resistencia por punta, en caso de transmitir compresiones, para absorber esfuerzos de tracción puede ensancharse la parte inferior del pilote, para que trabaje el suelo superior.
3. La combinación de ambos.

Para hincar el pilote siempre se busca el apoyo sobre una capa resistente que soporte las cargas transmitidas. Frecuentemente la capa firme está a una profundidad considerable, entonces el rozamiento lateral puede ser de importancia según el caso.

Con un terreno mediocre en superficie y fuertes cargas, el rozamiento lateral será menos importante cuanto más débiles sean las capas del terreno atravesadas por ello conviene emplear este sistema.

2.1.2. Tipos de cimentaciones profundas

2.1.2.1. Cimentación Rígida de Primer Orden.

El pilote trabaja por punta, clavado a gran profundidad. Las puntas de los pilotes se clavan en terreno firme, de manera que se confía en el apoyo en ese estrato, aún si hubiere una pequeña descarga por rozamiento del fuste al atravesar estratos menos resistentes. Lo anterior denota que las fuerzas de sustentación actúan sobre la punta del pilote, y en menor medida mediante el rozamiento de la superficie lateral del pilote. Es el mejor apoyo y el más seguro, porque el pilote se apoya en un terreno de gran resistencia. Lo anterior se puede observar en la figura 1.

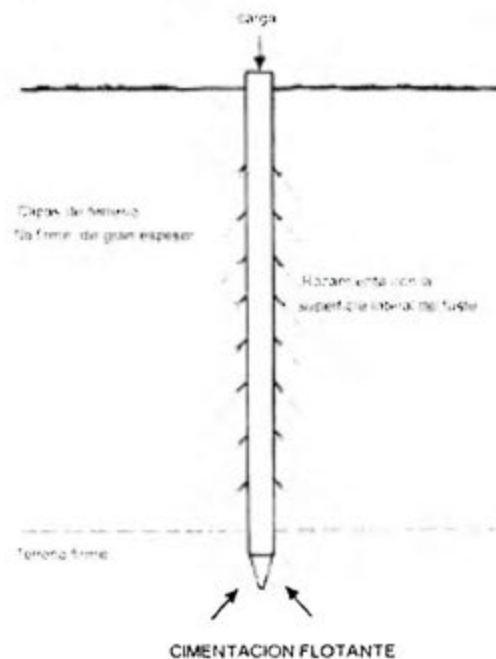


Figura 1. Cimentación Rígida de Primer Orden

2.1.2.2. Cimentación Rígida de Segundo Orden.

Cuando el pilote se encuentra con un estrato resistente pero de poco espesor y otros inferiores menos firmes. En este caso se debe profundizar hasta encontrar terreno firme de mayor espesor. El pilote transmite su carga al terreno por punta, pero también descarga gran parte de los esfuerzos de las capas de terreno que ha atravesado por rozamiento lateral. Si la punta del pilote perfora la primera capa firme, puede sufrir asentamientos diferenciales considerables. Como en los de primer orden, las fuerzas de sustentación actúan sobre la planta del pilote y por rozamiento con las caras laterales del mismo. Lo anterior se puede observar en la figura 2.

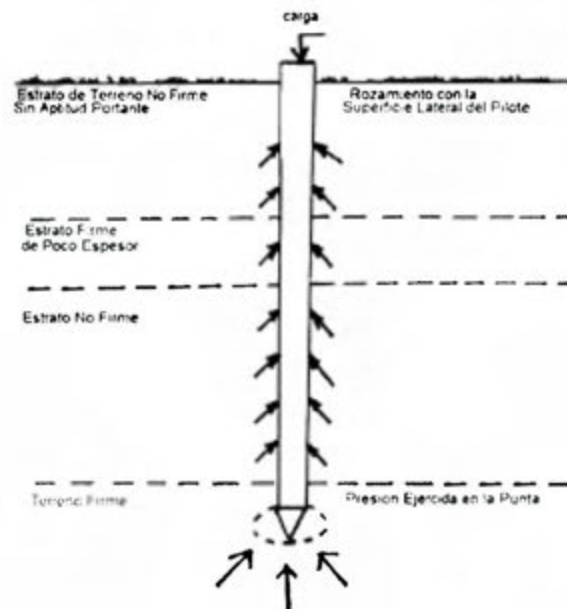


Figura 2. Cimentación Rígida de Segundo Orden

2.1.2.3. Cimentación Flotante.

Cuando el terreno donde se construye posee el estrato a gran profundidad, en este caso los pilotes están sumergidos en una capa blanda y no apoyan en ningún estrato de terreno firme, por lo que la carga que transmite al terreno lo hace únicamente por efecto de rozamiento del fuste del pilote. Se calcula la longitud del pilote en función de su resistencia. En forma empírica sabemos que los pilotes cuya longitud es menor que la anchura de obra, no pueden soportar su carga. Lo anterior se puede observar en la figura 3.

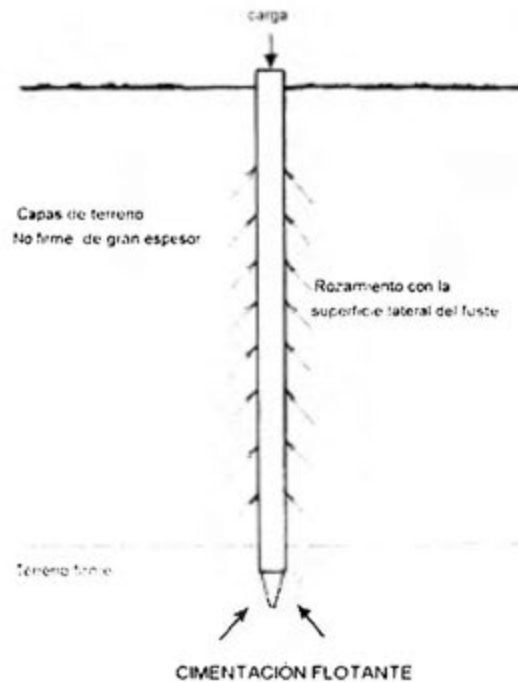


Figura 3. Cimentación Rígida de Tercer Orden

2.2. Sistema constructivo de las cimentaciones profundas

2.2.1. Pilotes prefabricados

Los pilotes prefabricados también se los conoce por el nombre de pilotes pre moldeado. Estos pertenecen a la categoría de cimentaciones profundas y pueden estar contruidos con concreto armado ordinario o con concreto pretensados similares a postes de luz o secciones metálicas.

Estos pilotes se hincan o clavan verticalmente sobre la superficie del terreno por medio de golpes, mediante un martinete, pala metálica equipada, maquinas a golpe de masas o con martillo neumático esto hace que el elemento descienda, penetrando el terreno, tarea que se prolonga hasta que se alcanza la profundidad del estrato resistente y se produzca el rechazo del suelo en caso de ser un pilote que trabaje por punta, o de llegar a la profundidad de diseño, en caso de ser un pilote que trabaje por fricción.

Una vez hincado o clavado en el terreno, este ejerce sobre el pilote y en toda su superficie lateral, una fuerza de adherencia que aumenta al continuar clavando más pilotes en las proximidades, pudiendo conseguir mediante este procedimiento, una consolidación del terreno.

Están constituidos en toda su longitud mediante tramos ensamblables. Son relativamente caros ya que están reforzados para resistir los esfuerzos durante el transporte y el clavado en el terreno. La punta va reforzada con una pieza metálica especial para permitir la hincada o el clavado.

La sección del pilote suele ser cuadrada y sus dimensiones normalmente son de 30 cm x 30 cm o 45 cm x 45 cm. También se construyen con secciones hexagonales en casos especiales. Están compuestos por dos armaduras: una longitudinal con 4 diámetros de 25 mm y otra transversal compuesta por estribos de varilla de sección 8 mm como mínimo.

La cabeza del pilote se refuerza uniendo los cercos con una separación de 5 cm en una longitud que oscila en 1 m.

2.2.2. Pilotes de Desplazamiento

Los pilotes de desplazamiento son los pilotes que se construyen sin extraer el suelo del terreno y tienen dos sistemas de ejecución diferentes.

2.2.2.1. Pilotes de Desplazamiento con puntera para evitar su daño

Se utilizan cuando los pilotes poseen diámetros pequeños (se considera entre 30 y 65 cm. aproximados) y el terreno es resistente pero poco estable. Se ejecuta la hincada con una entubación que posee un azuche de punta cónica o plana en su extremo inferior, la entubación puede ser metálica o de concreto.

La puntera para evitar que el pilote sea dañado al perforar o bien conocido como azuche posee un diámetro exterior mayor en aproximadamente 5 cm que el pilote, con la parte superior cilíndrica ya preparada para introducir en el extremo inferior de la entubación.

Con golpes de maza o martillo se hinca desde la parte superior de la entubación y se encaja hasta la profundidad que se requiere para el pilotaje.

Luego se extrae la entubación con la precaución de que quede un mínimo de concreto igual a 2 veces el diámetro interior, de esta manera se impide la entrada de agua por la parte inferior. La forma de extraer la entubación es con un golpe en la cabeza, logrando el efecto de vibrado del concreto.

2.2.2.2. Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas

Este sistema se realiza por una hinca y entubación por golpe sobre un tapón de gravas u concreto, introducido antes en la entubación. El concreto se coloca en pequeñas cantidades y se va compactando hasta obtener un tapón que debe tener como mínimo tres veces el diámetro del pilote.

Con la presión ejercida por las paredes del tubo se va progresivamente efectuando un desplazamiento lateral del terreno, llegando con el tubo hasta la profundidad calculada para el pilotaje. El golpe de maza desaloja el tapón del tubo y queda ensanchada la punta de los pilotes. Luego se coloca la armadura, se quita la camisa y se realiza la colocación de concreto. Finalmente se apisona o se vibra para garantizar la continuidad del cuerpo del pilote.

Se procede a extraer el tubo cuidando que quede un mínimo de concreto que deberá ser el doble de su diámetro interno, para impedir el ingreso de agua por la parte inferior de la entubación.

2.2.3. Pilotes con Extracción de Suelo

Este sistema de Pilotaje por Extracción de Suelo requiere que las tierras de la excavación sean extraídas antes de la ejecución del colocado del concreto de pilotes. La excavación se puede realizar de diferentes modos, de acuerdo a las características del terreno. Para lo cual se utilizan maquinarias diferentes como cucharas, barrenas y otros.

En terrenos poco cohesivos o cuando el terreno resistente queda debajo del nivel freático, se pueden producir desmoronamientos o filtraciones del flujo. Para evitar estos problemas

se recurre a una camisa metálica, es un tubo que tiene la misma función de un encofrado; esta camisa se va clavando al tiempo que se efectúa la excavación. Estas camisas pueden ser recuperables o perdidas si se dejan en el terreno. En este caso, el tubo metálico ha sido tratado en su cara externa con pinturas adecuadas para evitar la corrosión.

Existen otras soluciones que utilizan lodos tixotrópicos para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación o por extracción de tierras con barrena helicoidal, en terrenos coherentes donde no ocurran desmoronamientos.

Dentro de la clasificación de pilotes con extracción de suelo: pilotes de extracción con entubación recuperable: por lo general son pilotes de grandes dimensiones, con diámetros entre 45 y 125 cm.

2.2.4. Pilotes colados en sitio

Los Pilotes colados en sitio son un tipo de pilotes ejecutados en obra, tal como su nombre lo indica, en el sitio, en el lugar. La denominación se aplica cuando el método constructivo consiste en realizar una perforación en el suelo a la cual se le colocará un armado en su interior y posteriormente se rellenará con concreto.

En ocasiones, el material en el que se está cimentando, es un suelo friccionante como son arenas, materiales gruesos y limos, los cuales pueden ser considerados como materiales friccionantes ya que al poseer una estructura cohesiva tan frágil, cualquier movimiento como el que produce la broca al perforar, hace que se rompa dicha cohesión y el material trabaje como un suelo friccionantes. Es por ello que se presentan desmoronamientos en el interior de las paredes de la perforación; a este fenómeno se le denomina "caídos", es por ello que se recurre a diversos métodos para evitar que se presente.

Uno de los principales métodos de evitar "caídos", consiste en colocar el "lodo bentonítico" en el interior de la perforación, y colocar posteriormente el concreto dentro, el lodo saldrá por diferencia de densidades. Otro método menos empleado, es el uso de "camisas" o "ademes" de acero recuperables, los cuales no son más que secciones

metálicas que se introducen en la excavación y evitan que el material de las paredes caiga.

2.2.4.1. Pilotaje "in situ" en seco.

Este tipo de pilotaje comprende diferentes fases como son la perforación del subsuelo con hélice o cazo, colocación de armadura de acero y vertido de concreto mediante tubo tremie que se realiza de abajo a arriba.

2.2.4.2. Pilotaje "in situ" con camisa recuperable.

En terrenos fangosos o cercanos al nivel del mar o cuencas de ríos. Este pilotaje comprende la introducción de camisas para sujeción de las paredes a perforar, perforación del terreno, colocación de armaduras y el colado del concreto.

2.2.4.3. Pilotaje "in situ" con ayuda de lodos bentoníticos.

Esta perforación no se realiza en seco ya que hay que suministrar el lodo bentonítico a la perforación, el cual penetra en las fisuras del terreno para crear una pequeña "costra" que impida la caída de las paredes perforadas. Así estos lodos se recuperan en un tanque en el cual se filtra y se vuelve a reutilizar en la siguiente perforación. Después de este proceso se coloca la armadura y se vierte el concreto.

2.2.4.4. Pantalla de pilotes secantes "in situ".

Este es el método más utilizado ya que permite hacer una excavación del terreno a gran profundidad, sin preocupación de que se puedan deteriorar cimentaciones de viviendas contiguas como también del acerado de la calle, así impide el paso del nivel freático a los sótanos. Con este método se pueden construir diferentes plantas de parking que, como anteriormente hemos indicado, es solución inminente por el gran problema de aparcamiento que existe en nuestras ciudades. Esta pantalla trabaja también como cimentación de la estructura u obteniéndose así un doble aprovechamiento de este tipo de cimentación especial.

2.2.5. Armaduras de Pilotes

Las armaduras se conforman como si fuesen jaulas; las armaduras longitudinales están constituidas por barras colocadas uniformemente en el perímetro de la sección, y el armado transversal lo constituyen un zuncho en espiral o cercos de redondos de 6 mm. de sección, con una separación de 20 cm.

El diámetro exterior del zuncho será igual al diámetro de pilote, restándole 8 cm; así se obtiene un recubrimiento mínimo de 4 cm.

La cantidad de barras y el diámetro de las mismas, se calcula en función de la carga que deba soportar el pilote.

2.2.6. Colado de Pilotes

El concreto utilizado de acuerdo a la resistencia es de 250 kg/cm^2 aproximadamente (consultar con la norma respectiva de su país). Con una consistencia medida en cono de Abrams de 10 a 15 cm.

2.2.7. Precauciones constructivas

2.2.7.1. Colocación de concreto in situ

La distancia mínima entre la piloteadora y la colocación del concreto debe ser especificada. Se han realizado pruebas que muestran que las vibraciones provenientes de la piloteadora no tienen efectos contrarios sobre el concreto fresco, y un criterio de un pilote abierto entre las operaciones de perforación y las de colocado es considerado como satisfactorio.

La camisa, cascarón, tubo o tubería, debe ser inspeccionado justo antes a rellenarlo con concreto y debe estar libre de material extraño y no contener más de diez centímetros de agua, a menos que se utilice el método tremie para introducir concreto. El concreto debe ser colocado en cada perforación o camisa sin interrupción. Si es necesario interrumpir el proceso de colocado de concreto por un intervalo de tiempo tal que endurezca el concreto, se deben colocar dovelas de acero en la zona superior del pilote. Cuando el

colado se suspende, todas la rebabas debe ser retiradas y la superficie del concreto debe ser lavada con una lechada fluida.

2.2.7.2. Colocado de concreto con el método tremie

El método tremie, de llenado por flujo inverso, se usa para verter concreto a través de agua, cuando la perforación queda inundada. El concreto se carga por tolva o es bombeado, en forma continua, dentro de una tubería llamada tremie, deslizándose hacia el fondo y desplazando el agua e impurezas hacia la superficie. El fondo del tremie se debe cerrar con una válvula para prevenir que el concreto entre en contacto con el agua. El tremie llega hasta el fondo de la perforación antes de iniciarse el vertido del concreto. Al principio, se debe elevar algunos centímetros para iniciar el flujo del concreto y asegurar un buen contacto entre en concreto y el fondo de la perforación.

Como el tremie es elevado durante el vaciado, se debe mantener dentro del volumen del concreto, evitando el contacto con el agua. Antes de retirar el tremie completamente, se debe verter suficiente concreto para desplazar toda el agua y el concreto diluido.

2.3. Metodología de análisis.

Se describe brevemente la metodología del cálculo para la capacidad de soporte de cada pilote. La capacidad última de un pilote $Q_{u(t)}$ se calcula como la suma de la resistencia que aporta la fricción entre el fuste y la roca $Q_{u(f)}$ más la resistencia que aporta el estrato de apoyo en la punta del pilote $Q_{u(b)}$. En términos matemáticos esto se traduce como:

$$Q_{u(t)} = Q_{u(f)} + Q_{u(b)} \quad \text{Ecuación 1}$$

Para el cálculo de la resistencia tanto por fricción como en la base o punta, en este caso se procede de acuerdo con las ecuaciones propuestas por Wyllie (1999), para pilotes pre-excavados construidos en roca. Así, las ecuaciones propuestas son:

$$Q_{u(f)} = [0.6(\sigma_u(r))^{0.5}] \pi DL \quad \text{Ecuación 2}$$

$$Q_{u(b)} = \sigma_u(r) \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

$Q_{u(f)}$ = Resistencia ultima por fricción

$Q_{u(f)}$ = Resistencia última en la base

$\sigma_{u(r)}$ = Resistencia a la compresión simple de la roca

D = Diámetro del pilote

L = Tramo de pilote que aporta fricción

En los casos donde existan varios estratos con valores distintos de $\sigma_{u(r)}$, la resistencia por fricción total se calcula como la sumatoria de todos los aportes por fricción de cada unidad geotécnica. Matemáticamente se expresa como sigue:

$$Q_{u(f)} = 0.6\pi D \sum (\sigma_{u(r)})^{0.5} L_i \quad \text{Ecuación 4}$$

Por tratarse de roca blanda y ante la incertidumbre geotécnica se va aplicar un factor de reducción adicional de 0.5.

De igual forma, como no hay una cantidad representativa de ensayos de laboratorio para la resistencia a la compresión uniaxial de la roca blanda, en la ecuación 4 mediante la que se determina la resistencia por punta, también se aplica un factor de reducción 0.5

Para el cálculo de asentamientos elásticos generados por la aplicación de las cargas del puente, Wyllie (1999) propone la siguiente formulación matemática:

$$\delta = \frac{Q_{\max} I}{DE_{m(s)}} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

I = Factor de influencia

Q_{\max} = Carga axial máxima estimada

$E_{m(s)}$ = Módulo de deformación del macizo rocoso alrededor de la perforación

Para el cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso, se propone la siguiente correlación en función de la resistencia a la compresión simple:

$$E_{m(s)} = 110\sqrt{\sigma_{u(r)}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Debido a que las cargas del bastión incluyen los factores de carga (cargas mayoradas), será necesario utilizar el método de diseño por resistencia (LRFD). Por lo tanto, los niveles de seguridad para la cimentación son incluidos a través de los factores de reducción de la resistencia, indicados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica

(2009), en adelante CCCR (2009). Así, en la Tabla 2 se muestran los valores de los factores de reducción de la capacidad de soporte indicados en el Cuadro 3.1 del CCCR (2009).

Tabla 1. Factor de reducción. Capacidad de Soporte.

Tipo de cargas	Relación Q_{min}/Q_{max}	Factor de reducción ϕ
Estáticas (muerta + viva)	Mayor o igual que 0.25	0.50
	Menor que 0.25	0.60
Sísmicas + extraordinarias	Mayor o igual que 0.25	0.67
	Menor que 0.25	0.83

Cada pilote debe cumplir con la siguiente ecuación a modo de verificar su capacidad de soporte.

$$Q_{max} \leq Q_n = \phi Q_{u(t)} \quad \text{Ecuación 7}$$

Una vez que se propone la distribución final de pilotes, es necesario calcular la carga que recibe cada pilote en función de la distribución propuesta de las cargas axiales y momentos. Para ello se utiliza la ecuación propuesta por el CCCR (2009):

$$Q_i = \frac{P_k i}{K T} \pm \frac{M_y X_{iki}}{\sum k X^2} \pm \frac{M_x Y_{iki}}{\sum k Y^2} \quad \text{Ecuación 8}$$

A partir de la ecuación 8 se calculan el Q_{max} y el Q_{min} para verificar los factores de reducción mostrados en la Tabla 1.

2.4. Mejoramiento de terreno

El mejoramiento de terrenos o refuerzo del terreno puede realizarse mediante la mezcla del terreno con aglomerantes hidráulicos, sustitución, precarga, compactación dinámica, vibroflotación, inyección, inyección de alta presión u otros procedimientos que garanticen un incremento adecuado de sus propiedades. Se debe elegir el proceso adecuado según las condiciones que presente el sitio que se debe tomar en cuenta, tales como:

Espesor y propiedades del suelo, presiones intersticiales en los diferentes estratos, naturaleza, tamaño y posición de la estructura a apoyar en el terreno, prevención de

daños a las estructuras o servicios adyacentes, mejora provisional o permanente del terreno, se debe tomar en cuenta la relación entre el método de mejora del terreno y la secuencia constructiva, entre otros.

Algunos métodos de mejoramiento del terreno son presentados en la siguiente tabla 2.

Tabla 2. Métodos de mejora del terreno

CATEGORÍA	METODO
A. Mejora del terreno con adiciones en suelos no cohesivos o materiales de relleno	A1. Compactación dinámica
	A2. Vibrocompactación
	A3. Compactación por explosivos
	A4. Compactación por impulso eléctrico
	A5. Compactación superficial (incluyendo la compactación dinámica rápida, RIC)
B. Mejora del terreno con adiciones en suelos cohesivos	B1. Sustitución de desplazamiento (incluyendo la reducción de carga mediante materiales ligeros)
	B2. Precarga mediante relleno (incluyendo el empleo de drenes verticales)
	B3. Precarga mediante vacío (incluyendo la combinación de relleno y vacío)
	B4. Consolidación dinámica con drenaje mejorado (incluyendo el empleo de vacío)
	B5. Electro-osmótico o consolidación electro-cinética
	B6. Estabilización térmica usando calentamiento o congelación
	B7. Compactación por hidrovibración
C. Mejora del terreno con adiciones o inclusiones	C1. Vibroinstitución o columna de grava
	C2. Sustitución dinámica
	C3. Pilotes de arena compactada
	C4. Columnas encapsuladas con geotextiles
	C5. Inclusiones rígidas
	C6. Columnas reforzadas con geotinticos o relleno pilotado
	C7. Métodos microbianos
	C8. Otros métodos (métodos no convencionales, como la formación de pilotes de arena mediante explosivos y el uso de bambú, madera y otros productos naturales)
D. Mejora del terreno con adiciones tipo inyección	D1. Inyección de partículas
	D2. Inyección química
	D3. Métodos de mezclado (incluyendo la mezcla previa y la estabilización profunda)
	D4. Jet grouting
	D5. Inyecciones de compactación
	D6. Inyecciones de compensación
E. Refuerzo del terreno	E1. Tierra reforzada con acero o geotinticos
	E2. Anclajes al terreno o claveteado del terreno
	E3. Métodos biológicos mediante vegetación

2.4.1. Columnas de grava como mejoramiento

Es una alternativa de mejoramiento de suelo por medio de la inclusión de material granular seleccionado, el mismo que es compactado en múltiples capas hasta llegar a la profundidad de diseño. Se aplica cuando se necesita apoyar una estructura, sobre un terreno que posee propiedades geo mecánicas deficientes, los efectos que produce este método son significativos porque incrementa la capacidad portante global del terreno, reduce los asentamientos, acelera el proceso de consolidación y disminuye el riesgo de licuación sísmica. Las columnas de grava como sistema de mejora de suelos son una técnica utilizada desde los años 30 en que se inventara el primer vibrador. En un principio se ejecutaban mediante la aportación de agua como apoyo para la penetración del vibrador en el terreno en lo que se denominaba vía húmeda. Con el tiempo, se ha impuesto la ejecución de estos trabajos mediante la vía seca, que no necesita el empleo de agua debido a la mejora de los equipos que han permitido que tanto la capacidad de penetración como de rendimientos sean equiparables a la vía húmeda.

La última generación de vibradores además de ser más potentes incorporan la descarga inferior e interior de la grava, lo que asegura una continuidad en las columnas que antes no existía, a la vez que permite una adecuada compactación de la misma dentro de la perforación.

En la actualidad los sistemas de cimentación mediante técnicas de mejora de suelos, y muy especialmente las columnas de grava, tienen un éxito creciente como complemento de otras formas de cimentación, y en algunos casos incluso las han sustituido con éxito. En la actualidad son cada vez más vigentes debido a su versatilidad y facilidad de ejecución. A diferencia de las cimentaciones profundas, que atraviesan las capas de suelos blandos hasta alcanzar un estrato competente al que transmitir las cargas, las técnicas de mejora de suelos se basan en mejorar una cierta profundidad de este sustrato blando de tal forma que una vez actuado sobre él pueda resistir las cargas transmitidas.

De forma simplificada, el diseño mediante la mejora de suelos consiste en obtener un suelo tratado con características geotécnicas equivalentes: módulo de deformación, ángulo de fricción y cohesión resultantes de sumar los efectos de las condiciones reales del suelo, sin tratar con las que aporta la columna de grava. Aunque el comportamiento del suelo mejorado con columnas de grava no es homogéneo en toda la superficie

tratada, desde un punto de vista teórico es válida la aproximación para entender el concepto frente a la forma de cálculo y trabajo de otro tipo de cimentaciones.

El procedimiento de ejecución de columnas de grava mediante la vía seca no se diferencia en mucho de la vía húmeda salvo que no es necesaria la utilización de agua durante la perforación.

Esto implica un ahorro tanto en el coste propio del agua empleada y de su traída, como en un laborioso sistema para su gestión una vez utilizada, sistema que necesita la construcción y utilización de balsas de decantación antes de su vertido, el tratamiento de los lodos decantados y la restitución de toda la zona de decantación una vez terminados los trabajos.

La ejecución de las columnas de grava tiene las siguientes fases:

A. El vibrador se sujeta mediante el vibrocat o la máquina de orugas. El vibrador se posiciona sobre el punto de hinca y se introduce en el terreno gracias al peso propio del vibrador, a las vibraciones, y al aire comprimido que es el fluido empleado. La hinca se lleva hasta la profundidad de diseño o hasta rechazo si éste se produce antes.

B. Relleno de la perforación mediante grava. Por medio de la tolva que se carga a nivel del suelo con la pala cargadora, que se eleva por el mástil hasta alcanzar una trampilla superior del vibrador por el que se descarga la grava y a través del tubo alimentador interior llega hasta la punta inferior del vibrador donde se encuentra el orificio de salida.

Alcanzada la profundidad de hinca, el vibrador se eleva ligeramente a la vez que la grava aportada a través del orificio de salida inferior ocupa el espacio que queda libre. El vibrador vuelve a bajar sobre el material aportado que es compactado por medio de la presión ejercida por el útil así como por la vibración que éste transmite. Mediante pasadas sucesivas de poca amplitud (generalmente 30-50 cm) se consigue rellenar toda la perforación hasta alcanzar la superficie.

Con esta sistemática se consigue:

- Asegurar la continuidad de la columna en todo su desarrollo
- Asegurar una adecuada compactación que permita a la columna desarrollar la capacidad de carga para la que ha sido dimensionada.

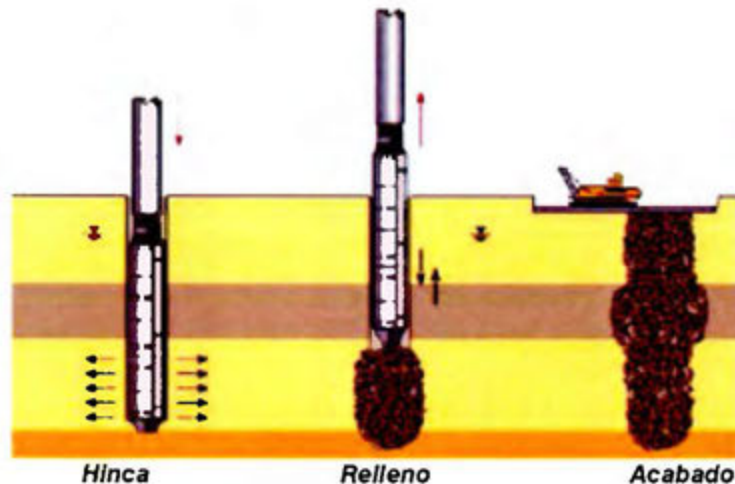


Figura 4. Ejemplificación de la columna

Cuando existe la necesidad de transmitir las cargas hacia estratos competentes, las alternativas comúnmente elegidas son, el uso de pilotes o sustitución del suelo existente por otro de mejor calidad; de manera similar la aplicación de las columnas de gravas brindan la posibilidad de incrementar las propiedades del suelo y poder realizar una cimentación directa o superficial.

Técnicamente este método consiste en adicionar a las propiedades fundamentales del terreno original (ángulo de fricción, cohesión, módulo de deformación), propiedades (controladas en el diseño) de las columnas de grava, de tal forma que se obtenga un suelo mejorado que posee sus propias características equivalentes.

El objetivo principal es hacer que el suelo original y las columnas de grava trabajen de manera conjunta, distribuyendo uniformemente la carga de la superestructura en la superficie de apoyo global (suelo original + columna de grava).

2.4.1.1. Columnas de grava a través de vibrosustitución

Estos métodos consisten en introducir columnas de grava sobre el terreno de baja capacidad portante, para ello se utiliza vibradores con inclusores de aire, estos a la vez

producen una compactación dinámica en el suelo, confinando al material circundante y mejorando las características mecánicas del mismo.

Se aplican para suelos granulares, como arenas, gravas o mezcla de ambas, mientras más arenoso y menos denso sea el material a mejorar, el método es más eficaz. Generalmente los suelos granulares, se encuentran depositados de manera aleatoria, a causa de miles de procesos naturales ocurridos a lo largo de la historia litológica; sin embargo estas partículas pueden ser redistribuidas por medio de movimientos vibratorios para que se depositen por gravedad y logren una mejor posición, de esta manera el suelo será más denso y compacto, lo que se traduce finalmente en la mejora de las propiedades mecánicas.

En la práctica se realiza la introducción del vibrador en el suelo por un tiempo determinado, a fin de que las partículas se reacomoden con la vibración, luego se levanta el vibrador aproximadamente en capas de 50 cm, y se vuelve a compactar; este proceso se repite hasta obtener la profundidad deseada. Cuando se llega a estratos superficiales, por lo general se forma un cráter alrededor del equipo de vibración porque las partículas se han reubicado, disminuyendo su volumen, por lo tanto es necesario agregar material granular para poder nivelar el terreno. Detalle se muestra en la figura 5.



Figura 5. Columna de grava por vibrosustitución.

2.4.1.2. Columnas de grava compactadas con el sistema geopier

Este método se aplica principalmente a terrenos cohesivos, como limos y arcillas, pero también es aplicable para en limos-arenosos e inclusive con presencia de grava.

Los movimientos de vibración no causan el efecto de densificación en suelos cohesivos, únicamente logran desplazar el suelo cuando el vibrador es introducido. La forma de solucionar este inconveniente es primeramente realizar una perforación en el terreno hasta llegar a la profundidad requerida, posteriormente se rellena el agujero con material granular (previamente clasificado) y se compacta en capas frecuentemente de 40 a 60 centímetros de espesor, este proceso se repite hasta llegar al nivel de diseño.

Cuando se va compactando el material granular, a su vez se genera un esfuerzo lateral en el terreno circundante a la grava, lo cual proporciona una mejoría global al terreno desde niveles superficiales. Estas columnas de grava también actúan como drenes verticales, que aceleran la consolidación y por ende los asentamientos.

El principio básico de este sistema consiste en realizar una perforación en el suelo compresible, la base de la perforación es preesforzada mediante columnas de grava bien gradada, que es compactada y densificada por acción de una fuente de energía de impacto. El suelo alrededor de la columna, conocido como suelo matriz, sufre un efecto de mejoramiento por el esfuerzo lateral que se produce al compactar la columna de grava. Como resultado final las columnas de grava junto con el suelo matriz conciben un suelo global con mejores propiedades mecánicas.

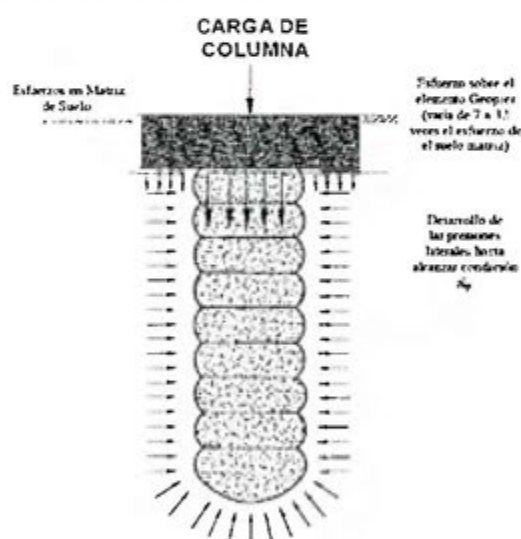


Figura 6. Esfuerzos en una columna de Geopier.

1) Aplicaciones

Este sistema se aplica cuando existen estructuras con cargas elevadas, y el suelo al cual se transmiten las cargas presenta pésimas propiedades. En general el sistema se emplea para todo tipo de estructura, entre las más frecuentes se citan las siguientes:

- Losas de pisos.
- Tanques de almacenamiento.
- Estructuras de transporte.
- Muros de estabilización de tierra.
- Terraplenes.
- Estabilización de taludes.
- Mitigación de licuación de suelos.
- Resistencia al levantamiento y a cargas laterales.

2) Esquema constructivo.

La ejecución de este método requiere de equipo y maquinaria especiales, por cuanto se necesita cumplir con parámetros que permitan alcanzar el mejoramiento del suelo.

El proceso constructivo a realizar es el siguiente:

- Efectuar una perforación en el suelo compresible o suelo matriz.
- Colocar una capa de grava bien gradada en la cavidad perforada.
- Compactar la grava mediante el impacto de un martillo hidráulico, esto preesfuerza al suelo en la base de la columna de grava.
- Colocar la grava seleccionada en pequeñas capas y compactarlas, hasta alcanzar el nivel de diseño.

3) Consideraciones de diseño

La parte primordial e indispensable es el conocimiento de las propiedades de los suelos sobre los cuales se va a realizar la cimentación, para determinar cuáles son las deficiencias y cómo se pueden solucionar. A continuación se identifican los aspectos relevantes que intervienen en el diseño.

4) Propiedades del suelo matriz

El sistema de mejoramiento forma un trabajo conjunto entre el suelo matriz (suelo en estado natural) y las columnas de grava, por lo tanto si uno de los dos elementos no es estudiado de manera correcta el diseño final no reflejará los resultados esperados. Con los datos obtenidos del informe geotécnico es preciso identificar los siguientes parámetros:

- **Estratigrafía:** permite conocer los estratos que se encuentran bajo la superficie del terreno y de esta forma ayuda a tener un panorama claro de cuáles son las situaciones que se debe enfrentar.

En la etapa de prediseño es muy importante el número de golpes obtenido en el ensayo SPT, en la cual se debe sugerir una cota de cimentación, tomando como referencia la calidad de los estratos.

- **Capacidad portante:** El suelo matriz en estado natural posee sus propias características, en el caso de suelos compresibles sus características y propiedades son deficientes; por sí solos estos suelos no son aptos para cimentar directamente. Al introducir las columnas de gravas, si bien es cierto estas absorben la mayoría de la carga transmitida por la estructura, el suelo matriz también recibe una parte de la carga aunque pequeña comparada con la de la columna de grava. Todo el diseño del mejoramiento de suelo mediante columnas de grava parte de la necesidad de mejorar las propiedades del suelo matriz.

- **Nivel freático:** la ubicación del mismo afecta mucho más en la parte constructiva que en la parte de diseño. Técnicamente es importante determinar si existen fluctuaciones del nivel freático, ya que de aumentar en el futuro podría añadir carga a la estructura. Por la parte constructiva de hallarse nivel freático, se debe analizar si es preciso la utilización de tubería de encamisado para evitar derrumbes, bombeo selectivo del agua subterránea o la utilización de grava con una alta relación de vacíos y de tamaño uniforme para poder compactar bajo el nivel de agua.

5) Propiedades de la columna de grava

El material empleado para la construcción de una columna de grava es cuidadosamente seleccionado, puesto que posteriormente la misma será quien absorba mayoritariamente los esfuerzos producidos en el suelo global.

La grava al ser compactada en capas sucesivas, se va densificando y simultáneamente preesfuerza al suelo lateralmente, todo esto se traduce en un elevado módulo de rigidez y alta resistencia al corte.

La carga de la estructura se concentra en la columna de grava, creando un esfuerzo, el cual multiplicado por el área de la columna de grava representa la fuerza perpendicular o de corte. Estudios han demostrado que el ángulo de fricción de la columna de grava es alto, variando de 40 a 50 grados; la resistencia al corte es igual a la fuerza perpendicular multiplicada por la tangente del ángulo de fricción, si observamos detenidamente

conforme aumenta la carga de la estructura, aumenta también la fuerza perpendicular en la columna de grava y al multiplicar por la tangente del ángulo de fricción se obtiene una excelente resistencia al corte.

De datos obtenidos en columnas de grava compactada se tiene que el módulo de rigidez del suelo puede llegar a incrementarse hasta en 10 veces la rigidez del suelo matriz, y el ángulo de fricción obtenidas en pruebas de campo puede alcanzar hasta 52 grados. Lo cual confirma notablemente el mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo.

6) Relación suelo matriz – columnas de grava

Analizados independientemente el suelo matriz y las columnas de grava compactadas, se establece que ambas interactúan entre sí para absorber los esfuerzos originados por las cargas, en proporciones diferentes, siendo las columnas de grava la base del nuevo conjunto de suelo. Es bastante notoria la mejoría en la capacidad de carga que tiene el suelo trabajando ya en conjunto.

7) Profundidad

EL sistema de columnas de gravas compactadas es una cimentación de tipo intermedia, comparada con los métodos tradicionales que son de sobre-excavación (superficiales) y los pilotes (profundas).

La profundidad convencional máxima para este método varía de 8 a 9 metros, la limitación del método no radica en condiciones técnicas sino más bien por limitaciones constructivas, por ejemplo el alcance del martillo de compactación; o económicas cuando la implementación de las columnas resulte más costoso que uno de los métodos tradicionales. En general la profundidad debe ser lo suficientemente larga para:

- Resistir esfuerzos aplicados con una pequeña deformación.
- Permitir la transferencia de esfuerzos a la punta de la columna.

Por otro lado la profundidad de la columna es función de la base de la cimentación, así pues para una sola columna se establece que la profundidad sea por lo menos el doble de la base, mientras que para varias columnas debe ser al menos la misma longitud de la base.

2.5. Losas pilotadas

2.5.1. Fundaciones flexibles.

La flexibilidad y la rigidez de un elemento de fundación son atributos relativos que pueden asociarse con la relación de su mayor dimensión en planta de longitud característica, que acaba de definirse, según Hetenyi (1946) una fundación puede considerarse flexible si dicha relación es mayor $\pi/2$. En la condición límite de perfecta flexibilidad las fundaciones no ofrecen resistencia a la flexión y por ello las presiones de contacto y fuerzas reactivas, tienen similar distribución a las cargas concentradas o distribuidas sobre la fundación pero con sentido contrario, tan como lo ilustra la figura 7, puede apreciarse que una fundación perfectamente flexible es una idealización de la figura 8. Con referencia a la figura 9, tal idealización puede concebirse como una situación límite en la cual la concentración de la distribución de presiones alcanza una magnitud extrema debajo de la carga.

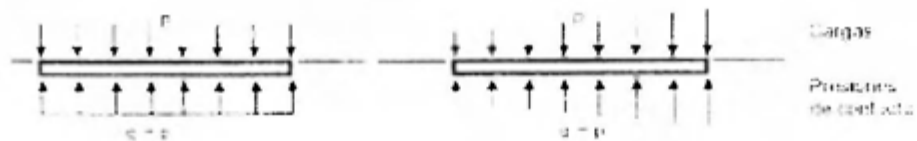


Figura 7. Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de fundación.

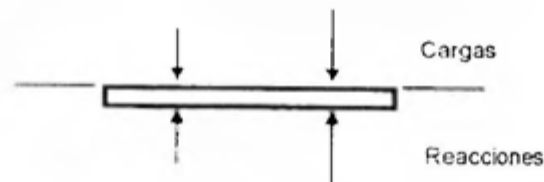


Figura 8. Reacciones iguales y opuestas a las cargas en la condición ideal de perfecta flexibilidad de un cimiento.

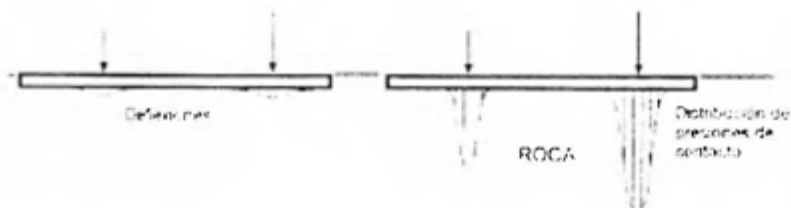


Figura 9. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible.

La forma deflectada de un cimiento flexible bajo carga depende del tipo de suelo de soporte. En un cimiento superficial sobre arena sin cohesión la presión por peso del terreno en los bordes es tan pequeño que la resistencia al corte, función de la anterior, resulta insignificante, en cambio la arena debajo de la zona central adquiere rápidamente resistencia tan pronto se apliquen las cargas. El resultado será que el asentamiento alrededor de los bordes será apreciablemente mayor que hacia el centro y la forma deflectada de la fundación exhibirá convexidad hacia arriba (Figura 10 derecha). En el caso de un cimiento flexible sobre arcilla con una resistencia independiente de la presión por peso del terreno el asentamiento en el centro puede ser hasta 1.5 veces el del borde y la forma deflectada de la fundación tenderá a ser cóncava hacia abajo figura 10 izquierda.



Figura 10. Forma deflectada de fundaciones flexibles.

2.5.2. Fundaciones rígidas.

Las características de perfecta rigidez relativa en una fundación imponen un desplazamiento uniforme debajo de la fundación para una resultante de cargas cuya línea de acción pase por el centroide del área de soporte, o una variación lineal del asentamiento para resultante excéntrica de las cargas actuantes ver Figura 11.



Figura 11. Forma deflectada de fundaciones perfectamente rígidas sobre cualquier suelo de soporte.

Esta situación significa que, contrariamente a una fundación flexible, la presión de contacto debajo de un cimiento relativamente rígido depende del tipo del suelo y de la

hipótesis usada para caracterizar la respuesta del suelo de soporte, que como se verá la más comúnmente empleada es la del semi espacio elástico y la hipótesis de Winkler.

A. Suelos Cohesivos. Si la respuesta de un suelo cohesivo de soporte se asimila a la de un medio elástico semi infinito, homogéneo e isotrópico, la teoría elástica ofrece soluciones para determinar la distribución de la presión de contacto fundación-suelo. Así una fundación circular rígida cimentada sobre dicho medio, sometida a una carga uniformemente distribuida, p , experimenta una presión de contacto, q , se alcanza debajo del centro una magnitud de $0.5p$, en teoría el valor de la presión de contacto aumenta parabólicamente hasta una magnitud infinita en los bordes de la fundación. Sin embargo como el máximo valor de q no puede exceder la resistencia al corte de la arcilla se presenta un grado de flujo local en forma tal que la distribución probable de la presión de contacto será más como la que se muestra en la Figura 12.

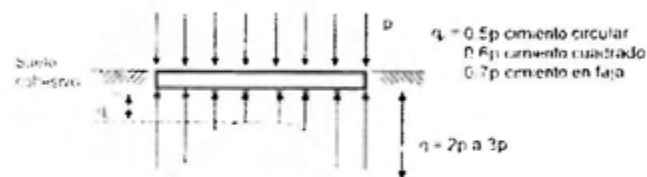


Figura 12. Distribución esquemática de presiones de contactos en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos.

B. Suelos no Cohesivos. En forma similar a un cimiento flexible, la arena sin cohesión inmediatamente debajo del centro de una fundación rígida o superficialmente cimentada puede alcanzar una resistencia considerable, en cambio el suelo en los bordes virtualmente no presenta resistencia. Por consiguiente la máxima resistencia a la compresión simple se obtiene debajo del centro de la fundación y esta resistencia se reduce hasta una magnitud virtualmente nula en los bordes. Debido a la rigidez de la fundación el suelo sufre un asentamiento uniforme lo que conduce a que se originen valores altos de la presión de contacto debajo del centro y estos se reduzcan, de manera sensiblemente parabólica hasta cero en los bordes figura 13 parte izquierda. Para un valor dado de la presión aplicada, la distribución de la presión de contacto varía con el tamaño del cimiento con tendencia a presentar un pico tanto menos acentuado en el centro cuanto mayor sea el ancho del cimiento (imagen 11 centro). En el caso de cimientos rígidos más profundamente fundados, el suelo en los bordes alcanzaría cierta resistencia

de tal manera que la distribución de contacto podría llegar a ser como la mostrada en la figura 13 parte derecha.

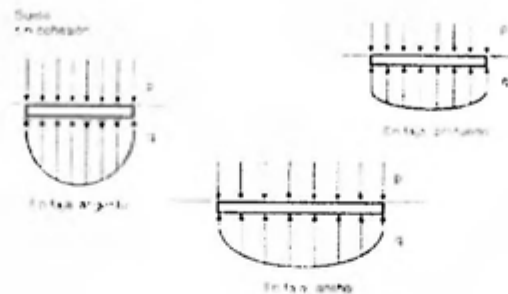


Figura 13. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos no cohesionados.

2.5.3. Modelo de Winkler

El suelo de soporte de un cimiento es en realidad un continuo y generalmente no es homogéneo ni isotrópico. Sin importar que el mismo suelo se presenta bastante uniforme hasta gran profundidad, el crecimiento de la presión geostática (por peso del terreno) con la misma hace que la rigidez del material aumente con dicha profundidad. Condiciones como estas, entre otras muchas otras cosas, son motivos por los cuales en general, no se dispone de un modelo que permita describir en términos estrictos el comportamiento de un material real de fundación tan complejo como el suelo, no obstante para fines de diseño y en determinadas condiciones particulares es posible utilizar modelos que permiten hacer predicciones satisfactoriamente aproximadas para fines prácticos, de tal comportamiento.

En la variedad de modelos propuestos para representar, la respuesta del suelo de soporte bajo diversas estructuras de fundación, el atribuido usualmente a Winkler ha recibido la mayor aceptación y ha sido el más utilizado en la práctica corriente de diseño. En efecto, este modelo de Winkler constituye un modelo mecánico que permite involucrar la respuesta del suelo de soporte en la solución del problema de interacción fundación – suelo. En él se supone que la presión P , que actúa en un punto de la interfase fundación – suelo, es una función lineal de la deflexión " y ", del terreno en el mismo punto, cuya constante de proporcionalidad, K_0 , permite expresarla así.

$$P=K_0 \cdot y \quad \text{Ecuación 9}$$

La constante K_0 , se ha denominado Modulo de Reacción del Terreno o coeficiente de balasto, a pesar de que es función de la rigidez relativa del suelo. Su comportamiento físico resulta simulado por una cama de resortes suelo en la que cada uno de ellos actúa independientemente, es decir en forma desconectada. En las soluciones matemáticas con base al modelo de Winkler, se utiliza una expresión para el módulo de reacción tal que $k=K_0B$, en donde B es el ancho del elemento de fundación.

El principal motivo para recibir atención privilegiada radica en que el tratamiento matemático del comportamiento de vigas y placas sobre una fundación modelo Winkler es definitivamente el menos complejo, y muchas de las funciones involucradas han sido convenientemente tabuladas y graficadas por un gran número de tratadistas e investigadores. La complejidad del análisis se incrementa drásticamente en aquellos modelos de fundación que involucran un mayor número de parámetros que el pertinente a la simple representación de Winkler. Como se mencionó anteriormente el objetivo de la interacción suelo estructura en el diseño de fundaciones conduce a la determinación de deflexiones, momentos flectores y fuerzas de cortes en vigas y placas de fundación cimentadas sobre un medio uniforme, homogéneo y linealmente elástico, como hipótesis de más simple desde el punto de vista de la teoría elástica. En condiciones de medios estratigráficos la situación es más difícil: solo es posible disponer en forma expedita de soluciones idealizadas que con frecuencia conducen a una parte pobre de la modelación del problema. Esto ha llevado a los ingenieros a recurrir en la práctica corriente de diseño a la representación de Winkler, principalmente, porque ella ofrece relaciones matemáticas más simples, no obstante, todavía complejas.

Criterios de la Rigidez Relativa Fundación – Suelo.

2.5.4. Ecuación Diferencial de una viga sobre una fundación modelo Winkler

De acuerdo con los principios de la mecánica estructural, en una viga prismática se cumple la siguiente relación entre el momento flector M, la rigidez EI y la segunda derivada de la deflexión, "y", de la elástica respecto a la abscisa, x:

$$M= EI \frac{d^2y}{dx^2} \text{ Además, } V=dM/dx \text{ y } q=dV/dx \qquad \text{Ecuación 10}$$

Donde V es la fuerza cortante. Si se supone la hipótesis de Winkler de proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones:

$$q = -ykB \quad \text{Ecuación 11}$$

Se obtiene la ecuación diferencial de la viga sobre una fundación modelo Winkler.

$$EI = d^4y/dx^4 + ky = 0 \quad \text{Ecuación 12}$$

La solución general de la ecuación diferencial se puede expresar como

$$y = (C1 \cos \lambda x + C2 \sen \lambda x) e^{\lambda x} + (C3 \cos \lambda x + C4 \sen \lambda x) e^{-\lambda x} \quad \text{Ecuación 13}$$

Que resulta ser función de un parámetro λ cuya expresión es:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Bks}{4EI}} \quad \text{Ecuación 14}$$

La cual tiene dimensión L^{-1} y se denomina factor de amortiguación del sistema cimiento – suelo de soporte. El inverso del mismo $1/\lambda$, se denomina longitud característica o longitud elástica y constituye una medida de la interacción entre la viga y el suelo de fundación. Cuando la viga es muy rígida en comparación con el suelo de soporte, $1/\lambda$ es grande e implica que una carga aplicada sobre la viga causa deflexiones de la misma hasta una distancia considerable del punto de acción de la carga. Alternativamente, una pequeña longitud característica proviene de una combinación de viga blanda y suelo rígido. Esto significa que con relación a las deflexiones, el tramo de influencia de la carga es relativamente local respecto al punto de aplicación de la carga y desde el punto de vista de la rigidez relativa, la viga se comporta muy flexible.

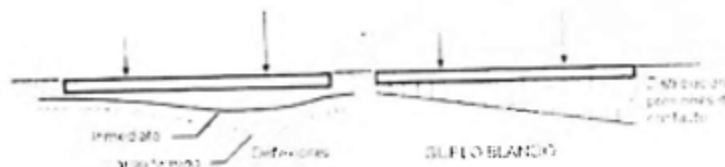


Figura 14. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para una viga muy rígida.

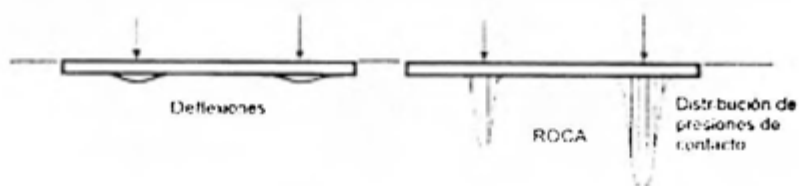


Figura 15. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa

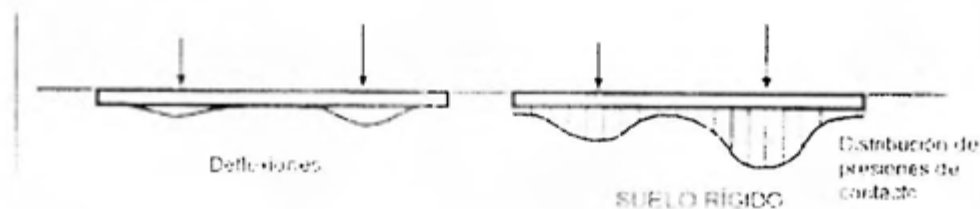


Figura 16. Distribución esquemática de deflexiones y de presiones de contacto para condición intermedia de rigidez relativa

En la Figura 14-16 suministran una ilustración cualitativa del concepto de rigidez relativa, al aplicarlo a situaciones contrastantes. En la Figura 14 se describe el caso de la combinación de casi cualquier viga con dimensiones estructuralmente razonables con un suelo blando de soporte, la cual conduce a una condición rígida de rigidez relativa. La distribución de la deflexión no está lejos de una variación rectilínea.

En la Figura 15 se muestra la combinación de una viga corriente sobre un material de soporte cuya deformabilidad es extremadamente baja, como puede ser una roca, tiene lugar una condición muy flexible de rigidez relativa. Es evidente la incidencia local de las cargas tanto en las deflexiones como en la distribución de las presiones de contacto, cuya concentración es muy acentuada. La muy baja deformación del material de soporte se manifiesta como muy pequeñas deflexiones compatibles con elevadas presiones pico.

En la Figura 16 ilustra alguna condición intermedia de rigidez relativa de la cual puede decirse que para una viga dada, el grado en el cual se manifiesta la incidencia en los

extremos locales de la distribución de presiones de contacto bajo las cargas, depende de la rigidez (o baja deformabilidad) del material de soporte.

2.5.5. Criterios de la identificación de las vigas respecto su rigidez relativa

Las soluciones para casos simples de la ecuación diferencial de las vigas sobre una fundación elástica mostrada anteriormente, se han utilizado para formular criterios que permitan diferenciarlas desde el punto de vista de su rigidez relativa en: Rígidas, de flexibilidad intermedia y flexible. Al mismo tiempo, se han propuesto guías generales para determinar la distribución de las presiones de contacto, vinculadas con esta diferenciación. Algunos criterios vienen expresados en términos de la relación, L , entre la longitud L de la viga y la longitud característica $1/\lambda$, en lugar de usar la magnitud absoluta de la última. Efectivamente, la mencionada relación es la que ha sido utilizada como parámetro para precisar los siguientes criterios.

2.5.6. Criterios de Hetenyi (1946) respecto a la rigidez relativa

Hetenyi propuso, utilizar los intervalos de la relación λL que se presentan en la tabla 1 para identificar las vigas de acuerdo con su rigidez relativa.

Lorene de No (1980) grafico la expresiones para calcular presiones de contacto, en función de λL , a partir de soluciones de la ecuación diferencial de vigas cimentadas sobre fundación modelo de Winkler. Las curvas obtenidas para calcular la presión de contacto debajo de las cargas se confunden con las correspondientes a las presiones debajo del centro del tramo entre cargas, cuando el valor de la relación λL es menor que $\pi/2$. Esto significa que para valores de tal relación menores que $\pi/2$, la viga se comporta como rígida. En el caso de las vigas finitas con cargas en los extremos el valor de la relación para coincidencia de curvas es $\pi/4$, sin embargo, para fines de cálculo de momentos es aplicables el valor de $\pi/2$ de la relación. De aquí se deduce criterio menos estricto que el de Hetenyi para definir el intervalo de la relación λL en el cual la viga se puede suponer rígida y lineal la distribución de presiones de contacto

2.5.7. Criterios de comité 436 del American Concrete Institute (1966)

El criterio de este comité viene expresado directamente en términos de la longitud característica $1/\lambda$. De acuerdo con este comité la separación entre columnas soportadas por una fundación continua es determinante de la distribución de la presión de contacto cimiento – suelo. Si el promedio de luces adyacentes L_m en una franja continua que

soporta columnas cuya separación no varié en más del 20% de la luz mayor y es menor que $1.75/\lambda$, el cimiento puede considerarse rígido y puede adoptarse una distribución lineal de presiones de contacto para el análisis de momentos y cortantes. Si el promedio L_m de luces adyacentes es mayor que $1.75/\lambda$, el diseño estructural debe considerar la incidencia de la rigidez relativa fundación suelo.

2.5.8. Expresiones analíticas del módulo de reacción del terreno.

De la expresión $P=Koy$ para la hipótesis de Winkler se puede despejar el módulo de reacción del terreno, también conocido como coeficiente balasto, K_s , como la relación entre dicho esfuerzo P y la deflexión vertical correspondiente.

$$K_s = P/y \quad \text{Ecuación 15}$$

2.5.9. Capacidad portante de losa

Calculo de capacidad portante de losas

La capacidad de carga última de una losa de cimentación se determina de acuerdo a la siguiente expresión, según Meyerhof. Brajas (1999)

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde

- c = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

Se presenta los cálculos de N_q , N_c y N_γ en las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación 18}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi$$

Ecuación 19

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Como se está trabajando con un suelo cohesivo en condición no drenada $c=C_u$ (resistencia al corte no drenada) para un $\Phi = 0$, $N_q=1$, $N_\gamma=0$

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

Ecuación 20

Se tienen los siguientes valores:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

Ecuación 21

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

Ecuación 22

Por lo tanto la ecuación general para la capacidad última queda:

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) + q$$

Ecuación 23

2.5.10. Asentamientos por consolidación

Para este informe se obtuvo el asentamiento por consolidación usando dos métodos el primero es el método de Terzaghi y el segundo el de Resendiz

2.5.11. Cálculo de incrementos de esfuerzos usando el método de Terzaghi

Para este tipo de asentamiento se trabaja con la diferencia de entre el esfuerzo transmitido por el edificio al suelo menos el esfuerzo debido al alivio del terreno excavado. Esta diferencia de esfuerzo se proyecta a una profundidad de 2/3 de la longitud de los

pilotes, con unas pendientes 1:4 y 1:2 respectivamente que según las recomendaciones de terzaghi. Lo anterior debe a que antes de esta profundidad ($2/3L$) se presenta un alivio de esfuerzos sobre el grupo de pilotes.

Después de calcular el incremento de esfuerzos por el método del trapecio (pendiente 1:4 y 1:2) a la profundidad de $2/3L$ se sigue calculando los incrementos de esfuerzo de este nivel hacia abajo dividiendo el suelo en capas para poder hacer el análisis de asentamientos por consolidación por cada capa y así tener un asentamiento total a largo plazo.

3. CAPITULO III. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la presentación de la propuesta de la cimentación para la construcción de un edificio de 30 niveles ubicado en la provincia de San José en el Cantón de Curridabat. El proyecto se basa en la comparación de 3 metodologías de cimentación para determinar con asentamientos y por costos cuál de las tres opciones es la más viable para determinarla como propuesta final. Cabe destacar que las tres propuestas son cien por ciento utilizables, son metodologías trabajadas constantemente y bien reconocidas en el país. Actualmente se cuenta con un mercado de empresas que realizan estos trabajos diariamente por lo tanto no son propuestas imposibles de realizar, la viabilidad del proyecto es ejecutable indiferentemente de la metodología que se vaya a elegir como propuesta final.

Se destaca que el proyecto se establece únicamente como una propuesta debido a la poca investigación geotécnica con la que se cuenta. En el informe aportado del sitio de estudio, la empresa únicamente realizó 2 perforaciones SPT y combinadas con rotación para determinar las condiciones generales de los parámetros del suelo estudiado y un estudio de geofísica ubicados en la figura 17.

3.3. Geología de la zona

Está constituido geológicamente por materiales de los periodos Terciario y Cuaternario; siendo las rocas volcánicas del Cuaternario las que predominan en la región.

Del período Terciario se encuentran rocas de origen intrusivo, de la época Mioceno, agrupadas bajo el nombre de Intrusivos Ácidos de la Cordillera de Talamanca, tales como dioritas cúarcicas y granodioritas, también gabros y granitos, los cuales se ubican en un pequeño sector al sur del cantón.

Entre los materiales del período Cuaternario, se hallan rocas de origen volcánico y sedimentario. Las rocas sedimentarias que corresponde a la anterior época, están representadas por depósitos fluviales y coluviales, localizados en las márgenes del río Tiribí.

3.4. Geomorfología

Curridabat forma parte de la unidad geomórfica de origen volcánico que se divide en dos sub unidades: relleno volcánico del Valle Central y Volcán Irazú. La sub unidad de relleno volcánico del Valle Central, se localiza al oeste del cantón. El resto del cantón que corresponde a la subunidad Volcán Irazú que presenta laderas que tienen todo tipo de pendientes. Los contornos de las lomas son redondeados debido al grueso espesor de cenizas recientes que cubre casi todo el macizo.

3.5. Caracterización geotécnica del sitio

A partir del estudio geotécnico realizado por la empresa geotecnista encargada del proyecto, se tiene que con base en la información de dos sondeos de SPT continuado por perforaciones a rotación con brocas de diamante y con la interpretación de la información de refracción sísmica se define la siguiente estratigrafía según la tabla 3 y tabla 4, para perforaciones 1 y 2 (descripción geológica referida):

Tabla 3. Resultado de perforación 1.

Muestra	Profundidad		Perforación	% Humedad / RQD	γ	Cohesión	Descripción
	De	Hasta	Nspt / % recuperación*				
1	0.00	0.45	10		1758	290	Limo arcilloso color café oscuro. Plasticidad media a baja, Consistencia compacta
2	0.45	0.90	9	36			
3	0.90	1.35	9				
4	1.35	1.80	13	40			
5	1.80	2.25	12				
6	2.25	2.70	11	46			
7	2.70	3.15	12				
8	3.15	3.60	13	59			
9	3.60	4.05	13				
10	4.05	4.95	9	59			
11	4.95	5.40	8				Limo arcilloso color café claro. Plasticidad media, Consistencia entre medianamente compacta y compacta
12	5.40	5.85	7	62			
13	5.85	6.30	8				
14	6.30	6.75	6	76			
15	6.75	7.20	7				
16	7.20	7.65	7	89			
17	7.65	8.10	7				
18	8.10	8.55	9	82			
19	8.55	9.00	11				
20	9.00	9.45	12	80			
21	9.45	9.90	14				Limo arcilloso café grisáceo con vetas amarillentas y bloques de roca alterada. Plasticidad baja a media, Consistencia aumentando de compacta a rígida
22	9.90	10.35	16	65			
23	10.35	10.80	15				
24	10.80	11.20	13	84			
25	11.20	11.70	14				
26	11.70	12.15	15	45.0			
27	12.15	12.60	20				
28	12.60	13.05	100	53			
29	13.05	14.00	49				
30	14.00	15.50	51				
31	15.50	17.00	60				
32	17.00	18.50	45				Lahar sano. Bloques lávicos y brechosos. Matriz arenosa café amarillenta
33	18.50	20.00	30				
34	20.00	21.50	45				
35	21.50	23.00	45				
36	23.00	24.50	70				Capa de transición. Bloques de lahar con toba arenosa café claro
37	24.50	26.00	60				
38	26.00	27.50	100				Toba arenosa café amarillenta
39	27.50	28.50	100				
40	28.50	30.00	100				

Simbología:
 Nspt: Número de golpes Estándar Penetración Test
 RM: Rebote de mazo
 Cohesión (KPa)

Peso volumétrico (Kg/m³)
 %Rec: Porcentaje de recuperación
 *Nspt: verde en suelo
 %Rec: azul en roca

Tabla 4. Resultado de perforación 2.

Muestra	Profundidad		Perforación	% Humedad / RQD	γ	Cohesión	Descripción
	De	Hasta	Nspt / % recuperación*				
1	0.00	0.45	12		1758	290	Limo arcilloso color café oscuro. Plasticidad media a baja, Consistencia entre medianamente compacta y compacta
2	0.45	0.90	10	36			
3	0.90	1.35	10				
4	1.35	1.80	12	40			
5	1.80	2.25	9				
6	2.25	2.70	8	46			
7	2.70	3.15	6				
8	3.15	3.60	5	59			
9	3.60	4.05	6				
10	4.05	4.50	7	59			Limo arcilloso color café claro. Plasticidad media, Consistencia entre medianamente compacta y compacta
11	4.50	4.95	7				
12	4.95	5.40	9				
13	5.40	5.85	8	62			
14	5.85	6.30	8				
15	6.30	6.75	10	76			
16	6.75	7.20	10				
17	7.20	7.65	7	89			
18	7.65	8.10	8				
19	8.10	8.55	9	82			
20	8.55	9.00	10				
21	9.00	9.45	10	80			
22	9.45	9.90	9				
23	9.90	10.35	12	65			Limo arcilloso café grisáceo con vetas amarillentas y bloques de roca alterada. Plasticidad baja a media, Consistencia entre blanda y compacta
24	10.35	10.80	7				
25	10.80	11.25	6	84			
26	11.25	11.70	4				Limo arcilloso café grisáceo con vetas amarillentas y bloques de roca alterada. Plasticidad baja a media, Consistencia entre
27	11.70	12.15	5	45.0			
28	12.15	12.60	6				Limo arcilloso café grisáceo con vetas amarillentas y bloques de roca alterada. Plasticidad baja a media, Consistencia entre
29	12.60	13.05	7	53			
30	13.05	13.50	8				
31	13.50	14.00	10				
32	14.00	15.00	90				Toba alterada café grisáceo y rojizo que se demenuza con la mano y bloques lávicos alterados
33	15.00	16.50	52				Toba café amarillenta con bloques de roca muy alterados
34	16.50	18.00	50				Lahar sano, bloques lávicos, matriz arenosa café amarillenta
35	18.00	19.50	50				
36	19.50	21.50	45				
37	21.50	23.00	50				Capa de transición. Bloques de lahar y toba arenosa café amarillento
38	23.00	24.50	70				Toba arenosa café amarillenta, matriz arenosa de baja plasticidad
39	24.50	26.00	45				
40	26.00	28.00	50				
41	28.00	30.00	80				

Simbología:
Nspt: Número de golpes Estándar Penetration Test
RM Rebote de mazo
Cohesión (KPa)

Peso volumétrico (Kg/m³)
%Rec: Porcentaje de recuperación
*Nspt: verde en suelo
%Rec: azul en roca

En la tabla 5 se presenta los resultados de la refracción sísmica (geofísica) realizada en el sitio de estudio, en la misma se presenta la velocidad de onda (Vs) y los valores de espesor representativo para cada capa.

Tabla 5. Resultados de velocidades obtenidos de la geofísica

Capa	Vs (m/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	180-280	14.0 – 15.0	Suelo firme, tobas/ lahares meteorizados
Capa 2	280-480	17.0 – 21.5	Tobas/ Lahares compactados
Capa 3	480-650	-	Roca firme

En la figura 19 se presenta la interpretación del perfil a partir del ensayo de geofísica llevado a cabo como complemento de la tabla 5, la ubicación de este ensayo se presenta en la figura 17.

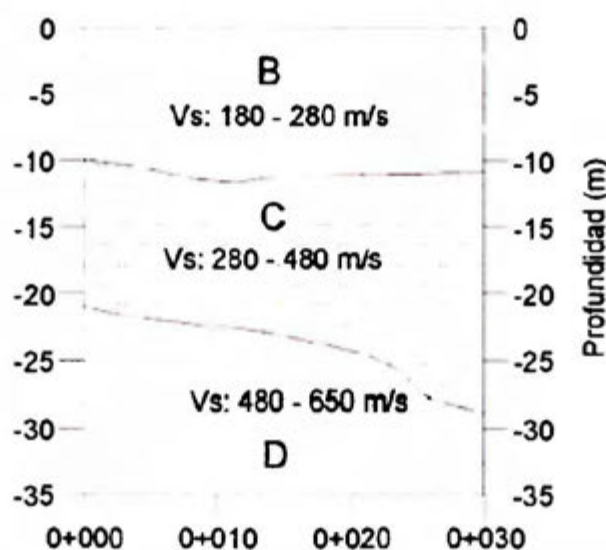


Figura 19. Interpretación del perfil por geofísica

A continuación se hace el detallado del material encontrado en cada capa.

- Capa 1

Suelos con vestigios de roca muy alterada (lahar muy alterado o transición suelo roca). Consistencia entre muy compacta rígida. Limos y limos arcillosos de color café claro o amarillento, conteniendo algunos bloques de roca alterada. Plasticidad media a baja. Clasificación SUCS ML o SM, predominando la segunda condición. Aparece bajo la capa anterior y se extiende hasta el contacto con el basamento rocoso de roca lahárica sana. En este material se produjo el rebote del mazo de perforación del sistema SPT y el límite

de operación de la paleta del equipo Marcheti. Aparece bajo la capa anterior y se extiende hasta profundidades variables entre 16,0 y 20,0 metros. Capa de transición suelo-roca. Vs entre 180 y 280 m/s.

- Capa 2

Basamento de roca sedimentaria blanda tipo lahar sano: bloques de roca lávica o brechosa redondeados inmersos en una matriz arcillosa o arenosa cementada. Se requiere el uso de perforación rotativa con diamante. Para perforación de pilotes se requiere uso de trépano y/o broca de diamante. Roca de muy mala calidad. El grado de cementación es muy variable entre poco cementado y moderadamente cementado. Resistencia a compresión variable entre 2500 kPa y 38 800 kPa.

Vs entre 280 y 480 m/s.

Aparece bajo la capa anterior y se extiende hasta profundidades variables entre 23,0 y 30,0 metros.

- Capa 3

Basamento rocoso de tobas arenosas café amarillentas o café oscuro. Se requiere del uso de perforación rotativa. Roca de muy mala calidad. Para perforación de pilotes se requiere del uso de trépanos o brocas diamantadas.

Resistencia a compresión variable entre 472 kPa y 1342 kPa.

Vs entre 480 y 650 m/s.

Aparece bajo la capa anterior y se extiende hasta profundidades variables entre 23,0 y 35,0 metros.

Para la obtención de las características geomecánicas (presentadas en la table 6) se utiliza correlaciones a partir del ensayo SPT en la sección estudiada, con el ensayo a rotación no se logra utilizar las muestras obtenidas ya que ninguna es competente para realizarle pruebas. De los datos obtenidos en la geofísica, se aplica correlaciona basándose en la velocidad de onda (Vs) y se clasifica los materiales del macizo.

En la tabla 6 se presentan las características geomecánicas para los materiales presentes en el suelo de estudio.

Tabla 6. Características geomecánicas de los materiales

Capa	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Cohesión (KPa)	Ángulo de fricción (°)
1	1.75	216	25
2	2.4	290	30
3	2.4	10	35

A partir de lo anterior en la figura 16 se presenta modelo determinado bajo los análisis realizados anteriormente.

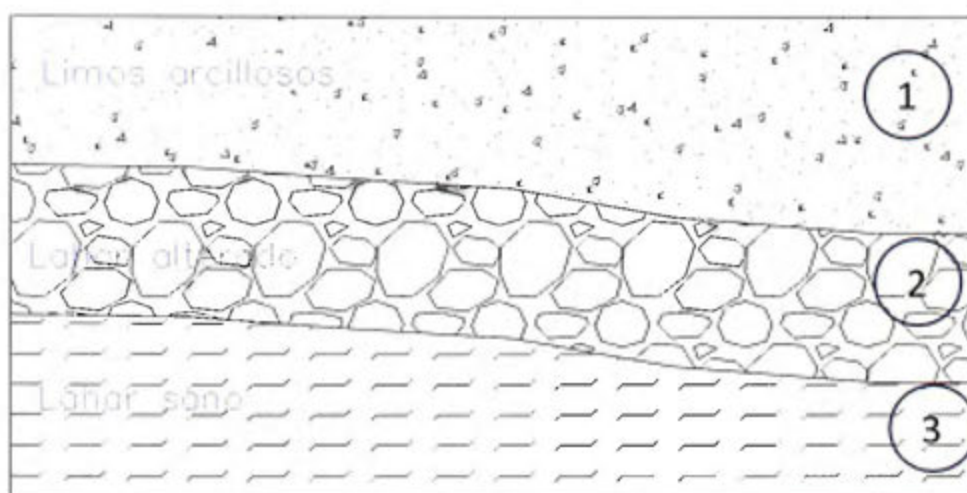


Figura 20. Modelo geotécnico del sitio de estudio.

3.6. Propuesta de investigación geotécnica para el diseño final.

En este proyecto se hace la propuesta de investigación geotécnica que debería de realizarse para generar un diseño final efectivo para el edificio habitacional ésta debe ser más exhaustiva debido a la importancia que tiene la construcción, en la cual van a estar viviendo muchas familias y el mismo estará habilitado y en funcionamiento las 24 horas del día, por lo tanto se propone como campaña:

- Que se realicen al menos 6 perforaciones o sondeos SPT con rotación en el área de construcción para poder determinar con certeza el perfil y el modelo geomecánico con el cual se va a determinar. Para cada perforación se realicen los ensayos de laboratorio de caracterización física y mecánica como: contenido de humedad, límites de Atterberg,

clasificación unificada de suelos, peso unitario, compresión inconfiada y peso específico de sólidos

- Que se realicen al menos 2 exploraciones con geofísica a con una profundidad de abarque de 50 metros colocados los geófonos a cada 2 metros, para poder determinar la velocidad de ondas cortantes Vs y obtener mediante correlaciones una distribución de las capas de los materiales en los sitios, así mismo poder determinar las características físicas y mecánicas de los materiales presentes y poder verificar si los datos se asemejan con los obtenidos en los demás estudios.

- Que se realicen al menos 4 ensayos de consolidación en diferentes puntos del área de interés para obtener parámetros de compresibilidad del suelo y acercarse al asentamiento real que podría presentar la estructura de acuerdo a las futuras cargas que se le colocarán.

- Que se realicen al menos 2 ensayo presiométricos en cada una de las perforaciones realizadas en diferentes profundidades para complementar la información aportada en las perforaciones e información obtenida en laboratorio con los otros ensayos para poder tener mejores referencias para determinar la cimentación más recomendable.

4. CAPITULO IV. DISEÑO DE LAS PROPUESTAS

Como se indicó en la sección 3.1 del capítulo III, para el análisis y diseño de la cimentación se ha identificado tres escenarios para la propuesta a continuación se detalla el proceso y el costo de cada uno.

4.1. Cimentación con pilotes.

Para el diseño de cimentación con pilotes, se supone que estos serán hincados. Se ha determinado a partir del modelo geotécnico que la profundidad oportuna para este análisis debido a los materiales es de 20 metros de profundidad para que el pilote esté sobre un lahar sano y competente. Dado esto se requiere el análisis de los pilotes sobre roca, se utiliza como guía para este análisis el documento elaborado por la Federal Highway Administration para determinar la capacidad de los pilotes sobre roca.

Sabiendo que:

$$q_{ult} = cN_c S_c + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma + \gamma DN_q S_q \quad \text{ecuación 24}$$

Se tiene que

4.1.1. Capacidad por punta.

Como se presentó en la ecuación 24 y se presenta en la ecuación 25 la fórmula para la capacidad de punta para pilotes pre excavados sobre roca por lo tanto a continuación se detalla el valor de cada uno de los factores presentes en la fórmula y el cálculo de la capacidad última, la admisible, dividido por un factor de seguridad de 3 según el Código de Cimentaciones de Costa Rica y aplicando un factor de reducción y utilizar de la capacidad del pilote calculada el 80% como modo extra de seguridad.

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot S_c + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \quad \text{ecuación 25}$$

Cohesión (C): 10 t/m²

Factor N_c: 18.081

Factor S_c: 1.757

Diámetro del pilote (B): 0 m. Se puede considerar despreciable para el análisis de capacidad por punta

Densidad suelo (γ): 1.75 t/m³

Factor N_y : 24.409

Factor S_y : 0.6

Factor N_q : 13.69

Factor S_q : 1.473

Desplante (D): 20 m

Fricción (ϕ): 35°

Capacidad última (q_{ult}): 1123.809 t/m²

Capacidad admisible (q_{adm}): 374.630 t/m²

Aplicación de factor para la capacidad de los pilotes al 80%: 299.704

Capacidad admisible final para punta (q_{adm}): 299.704 t/m²

4.1.2. Capacidad por fricción

El cálculo de la capacidad por fricción se da para el material tipo suelo que es la matriz que recubre el pilote. Para lo anterior se debe utilizar una sumatoria del diámetro del pilote (P), profundidad (L) y la adherencia (adh) representativa de cada estrato que afecta el pilote mostrada en la ecuación 26. Para los cálculos se utiliza un diámetro final de pilote de 1.2 m esto debido a que realizando diversas iteraciones se determina que esta dimensión reduce la cantidad de pilotes a colocar y dado el espacio para la colocación de los pilotes es la configuración que calza adecuadamente según el área que se posee, un pilote menor requiere de más espacio con el cual no se cuenta. Para este análisis se pueden utilizar pilotes de distintos diámetros sin embargo por facilidad constructiva y de diseño, se utiliza una sola dimensión.

$$\text{Capacidad por fricción (Q}_f\text{): } P \cdot L \cdot adh \quad \text{ecuación 26}$$

Lo anterior para cada capa donde el total es la sumatoria de cada capa que afecta el pilote por lo tanto la ecuación 27 muestra la totalidad en fórmula.

$$\text{Total: } Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad \text{ecuación 27}$$

A continuación se muestran las capas y los cálculos anteriores para lo cual se presentan las tablas 7, 8 y 9.

P (m)	1.2
L (m)	15
Adh (t/m ²)	5
Q1 (t/m ²)	90

P (m)	1.2
L (m)	3
Adh (t/m ²)	10
Q2 (t/m ²)	36

P (m)	1.2
L (m)	2
Adh (t/m ²)	25
Q3 (t/m ²)	60

Se
gún
lo

anterior el Total de $Q1+Q2+Q3$ es el siguiente valor:

Total: 186 t/m². Este valor representa la capacidad por fricción del pilote en la matriz de estudio.

Con la información anterior se realiza la sumatoria de la capacidad por punta y capacidad por fricción calculadas y se obtiene que la capacidad total del pilote (Q_t) es el siguiente valor:

Q_t : 485.704 t/m².

Con este valor se puede determinar las toneladas que soporta cada pilote y así el número de pilotes requeridos con respecto a la carga total del edificio. Para lo cual se tienen los siguientes dos cálculos donde A_p es el área del pilote para determinar las toneladas por pilote y n_p es el número o la cantidad de pilotes requerida para la edificación.

$Q_t \cdot A_p$: 700 ton

n_p : 21 pilotes

De lo anterior se puede determinar que se requieren para la cimentación del edificio equivale a una carga de 15000 toneladas una cantidad de 21 pilotes de 1.2 m de diámetro para lo cual ha sido determinado. Utilizando pilotes de menor diámetro se requiere más cantidad y según la distribución en la placa, debido a que las dimensiones que tenemos en el terreno son de 15 x 30 metros, no es suficiente si fueran pilotes de menor diámetro. Es por esto que se utilizan pilotes más grandes para recibir más carga y ser capaz de poder ser distribuidos en el espacio determinado.

Así mismo como parte del diseño se realiza la verificación por efecto de grupo para los pilotes de fricción debido a que se realiza cuando son limos y pueden presentar condiciones blandas a pesar que los limos presentan consistencia de mediana a compacta.

Como último paso del análisis para los pilotes se determina el asentamiento que va a ocurrir en el estrato, para lo cual se usa la siguiente fórmula en la ecuación 28.

$$\varepsilon_v = \sigma/E * (1-2*\mu*K_0)$$

Ecuación 28

Siendo:

 μ : 0.34E: 190 000 t/m² K_0 : 0.43

Tabla 10. Asentamiento pilotes.

Diámetro	H (m)	Q(t)	σ (t/m ²)	ΔH (mm)
1.2	2.4	485.70	429.45	3.19

Usando una losa de 15 x 30 m x 25cm para la edificación tenemos que el área requerida según la carga con respecto a la capacidad soportante del terreno es la siguiente, a partir del cálculo de la carga entre la capacidad admisible se puede calcular el área de losa requerida para el soporte de la edificación.

Carga: 15000 ton

Capacidad: 485.70 t/m²Área requerida: 30.88 m²

Por lo tanto con el área proporcionada por la losa en la edificación cumple con lo requerido según el diseño.

4.1.3. Costos para pilotes

En la siguiente tabla se presenta los costos para la cimentación utilizando pilotes de 20 metros de profundidad para el soporte de la edificación, en la tabla 6 se detallas los costos.

Tabla 11. Costos para pilotes

Descripción	Cantidad	Costo (USD)
Costo de pilotes de 120 cm	\$ 500 ml	
Costo losa reforzada	\$ 200 m ³	
Cantidad de pilotes	21 un	
Longitud pilote	20 m	
Volumen de concreto losa	112.5 m ³	
Cantidad de metros de pilote	420 ml	\$ 210,000

Volumen de concreto losa	112.5 m ³	\$ 22,500
Total		\$ 232,500

4.2. Mejoramiento del suelo utilizando columnas de grava.

Para el diseño de mejoramiento de suelo con el sistema de columnas de grava se utiliza como guía para este análisis el Manual de diseño "Foundation and Soil Reinforcement" elaborado por la firma Geopier.

A través del mismo se determina la longitud de las columnas de grava requeridas para el suelo que se va a trabajar.

Para la terminación de ciertos datos se requiere de una tabla aportada por la metodología de Geopier la cual se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 12. Valores preliminares para diseño de cimentaciones Geopier.

SPT = N° Golpes por pie para todos los suelos	UCS (Psf) Suelos de Grano Fino	ARENAS & LIMOS ARENOSOS			LIMOS & ARCILLAS			TOBAS		
		Capacidad de carga permisible de zapata compuesta Psf(°)	Capacidad de carga de la zapata y del Geopier™, Kips(°)	Módulo de rigidez del Geopier™, Pci (°)	Capacidad de carga permisible de la zapata compuesta, Psf (°)	Capacidad de carga de la zapata y del Geopier™, Kips(°)	Módulo de rigidez del Geopier™, Pci (°)	Capacidad de carga permisible de zapata compuesta Psf(°)	Capacidad de carga de la zapata y del Geopier™, Kips(°)	Módulo de rigidez del Geopier™, Pci (°)
1-3	200-1000	5000	65	165	4500	50	125	3500	30	75
4-6	1001-2300	6000	90	225	5000	70	175	4000	45	110
7-9	2301-3500	7000	105	260	6000	85	210	5000	55	125
10-12	3501-4600	8000	115	285	7000	100	250	N/A	N/A	N/A
13-16	4601-6000	8500	125	310	7000	105	260	N/A	N/A	N/A
17-25	6001-8000	9000	130	325	7500	110	275	N/A	N/A	N/A
Más de 25	Más de 8000	10,000	145	360	8000	120	300	N/A	N/A	N/A

En la tabla 13 se presenta la capacidad soportante según lo ensayado a distintas profundidades. Para el mejoramiento va a abarcar una profundidad de 8 metros (profundidad recomendada para realizar mejoramientos). Según la siguiente tabla a dicha profundidad su capacidad es de 23.2 t/m² y esta es la capacidad que se va a mejorar.

Tabla 13. Resultados de capacidad de soporte.

Profundidad (m)	E (kPa)	Po (kPa)	PL (kPa)	Resistencia no drenada Su (kPa)	Capacidad soportante (t/m ²)
8.0	6 306	219	1 071	115.8	23.2
15.0	21 744	242	2 215	268.1	53.6
13.0	13 363	250	1 917	226.5	45.3
15.5	30 734	272	2 295	274.9	55.0

4.2.1. Cálculo de la capacidad soportante y de asentamientos

Diámetro de las columnas de grava 1 m por recomendación del método de Geopier

Tabla 14. Datos de la losa.

Datos de la losa de cimentación	
Base	15 m
Longitud	30 m
Área	450 m ²

Conforme a lo recomendado por el manual Geopier, se asumió que el porcentaje de columnas de grava compactadas sea entre el 25 y el 30% del área total de la losa de cimentación:

$$A_{gp} = 0.25 \cdot 450$$

$$A_{gp} = 112.5 \text{ m}^2$$

Es decir que se necesita un área de 112.5 m², distribuidas en toda el área de la losa. Con esta área se determinó la capacidad de carga de todo el sistema: suelo matriz + columnas de grava compactadas. Para lo cual se desarrollaron columnas de grava compactadas de un único diámetro igual a 1.00 m.

Tabla 15. Datos de las columnas.

Datos de las columnas de grava	
Diámetro	1 m
Longitud	8 m
Área columna de grava (Ac)	0.79 m ²

Con los datos geotécnicos del suelo y los valores geométricos de las columnas de grava se calculó la cantidad necesaria de columnas para la losa de cimentación.

$$\text{No columnas} = A_{gp}/A_c$$

$$\text{No columnas} = 112.5/0.79$$

$$\text{No columnas} = 140$$

Se estableció un total de 140 columnas de grava distribuidas en forma de una malla rectangular siguiendo las recomendaciones del Manual Geopier donde indica que la separación libre entre columnas de grava es mínimo 0.30 metros.

Para el presente diseño se consideró una separación libre entre columnas de grava de 0.60 m.

Con los parámetros del suelo natural se ingresa a la Tabla 12 y se obtiene los parámetros para el diseño q y K_{gp} :

NSPT = 13.00 golpes

Capacidad admisible a una profundidad de 8 m (profundidad a la cual se realiza el mejoramiento) = 23.2 Tn/m²

Carga q obtenida de la tabla 12 = 34.17 Tn/m² (7000 Psf)

K_{gp} obtenido de la tabla 12 = 7212.4 Tn/m³ (260 Pci)

K_m = 2793.26 Tn/m³ (100 Pci)

Se ha determinado que las columnas de grava tienen una relación de rigideces R_s de la siguiente manera en la ecuación 29.

$$R_s = K_{gp} / K_m \quad \text{Ecuación 29}$$

Como se seleccionó previamente la relación de áreas R_a , entre las columnas de grava y la losa de cimentación igual a 25%, por lo tanto: $R_a = 0.30$

La capacidad de carga de la columna de grava se calcula con la ecuación 30.

$$q_{gp} = \frac{q \cdot R_s}{R_s \cdot R_a + (1 - R_a)} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$q_{gp} = 40.62 \text{ tn/m}^2$$

La capacidad del suelo matriz se calcula con la ecuación 31

$$q_m = \frac{Q_{gp}}{R_s} \quad \text{Ecuación 31}$$

$$q_m = 15.732 \text{ tn/m}^2$$

La capacidad total es la sumatoria de la capacidad de carga de las columnas y la capacidad del suelo matriz, total: $q_{pg} + q_m$.

Total: 56.35 tn/m^2

Asentamientos por las columnas

Se debe calcular dos tipos de asentamientos, en la zona superior y en la inferior, para lo cual se tiene la siguiente ecuación preliminar tanto para la zona superior como la inferior:

$$U_z : L_p + D \quad \text{Ecuación 32}$$

Longitud de perforación (L_p): 8 m

Diámetro de la columna (D): 1 m

U_z : 8+1: 9

Cálculo del asentamiento para la zona superior se usa la ecuación 33.

$$S_{uz} : q_{pg}/K_{pg} \quad \text{Ecuación 33}$$

S_{uz} : 0.22 in

S_{uz} : 0.56 cm

Cálculo del asentamiento para la zona inferior se usa la ecuación 34.

$$S_{uz} : q_m/K_m \quad \text{Ecuación 34}$$

S_{uz} : 0.22 in

S_{uz} : 0.56 cm

Sumatoria total de asentamientos total es la suma de los asentamientos en la zona superior e inferior: 1.12 cm.

Como complemento de los análisis se verifica que las columnas no sufran por punzonamiento debido al peso o la aplicación de la losa colocada como cimentación superficial indicada en el diseño. Para lo anterior se obtiene que no presenta posible falla por punzonamiento.

4.2.2. Costos de las columnas de grava

En la siguiente tabla se presenta los costos para la cimentación utilizando columnas de grava para el soporte de la edificación, en la tabla 16 se detallan los costos. Cabe destacar que para la losa de cimentación se utiliza un espesor de 20 cm con las mismas dimensiones de largo y ancho que la utilizada en la sección de pilotes.

Tabla 16. Costos Columnas grava

Descripción	Cantidad	Costo (USD)
Costo de columnas	\$ 160 ml	
Costo losa reforzada	\$ 200 m ³	
Cantidad de columnas	140 un	
Longitud columnas	8 m	
Volumen de concreto losa	90 m ³	
Cantidad de metros de columnas	1120 ml	\$ 179,200
Volumen de concreto losa	90 m ³	\$ 18,000
Total		\$ 197,200

4.3. Losa con pilotes.

Para la elaboración de la losa con pilotes se utiliza el programa Plaxis versión educacional (la versión profesional se requiere para hacer el análisis completo no es posible adquirirla) el mismo presenta muchas restricciones al ser educativa, como la posibilidad de solamente incluir un tipo de material en el análisis, restringe la cantidad de cargas aplicadas y cantidad de elementos a analizar, por lo tanto es posible que no se presente de manera completa los datos.

Se introduce el modelo lo más aproximado posible de lo que se va a analizar intentando que las limitaciones del software afecte en la menor medida posible.

Sobre este análisis el CCCR no menciona sobre el conjunto de losa con pilotes, si lo hace utilizando la losa como cimentación superficial y los pilotes como cimentación profunda, sin embargo como el conjunto de las 2 metodologías no presenta información de guía o limitaciones algunas para su diseño.

Se elabora un modelo con la superficie matriz, definido por un material con las características de la capa 1 debido a que es la más crítica y que el programa presenta la

limitante de la permitir solo una capa de material para el análisis, se elabora un suelo que es identificado con las características del material limo arcilloso. Se coloca una losa con las dimensiones diseñadas y el f_c del concreto que son los datos requeridos por el programa, se coloca una carga representativa a la de la estructura (equivalente a 15 000 ton) y se coloca los pilotes a la losa. La cantidad de pilotes colocados no son los adecuados debido a que el programa no permite el ingreso de más para concluirlo. Por lo tanto únicamente se realizó el análisis con 7 pilotes en la losa. Esta información se presenta en la figura 21.

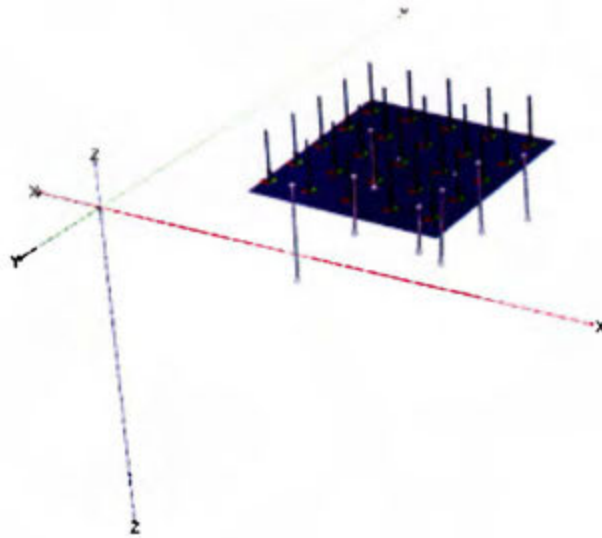


Figura 21. Modelo en el programa Plaxis

Con la información anterior se analiza por el software y presenta como salida un análisis de nodos, de la losa, carga aplicada y pilotes como se observa en la figura 22.

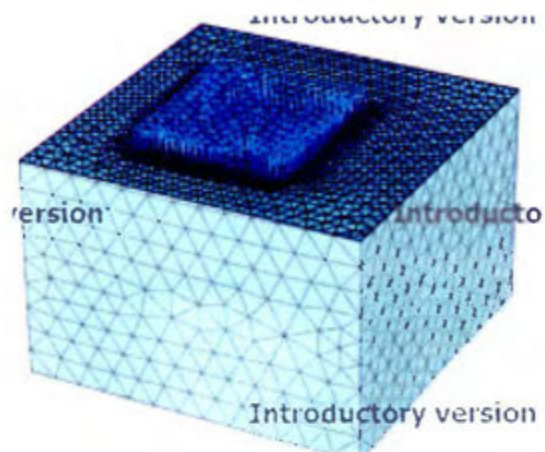
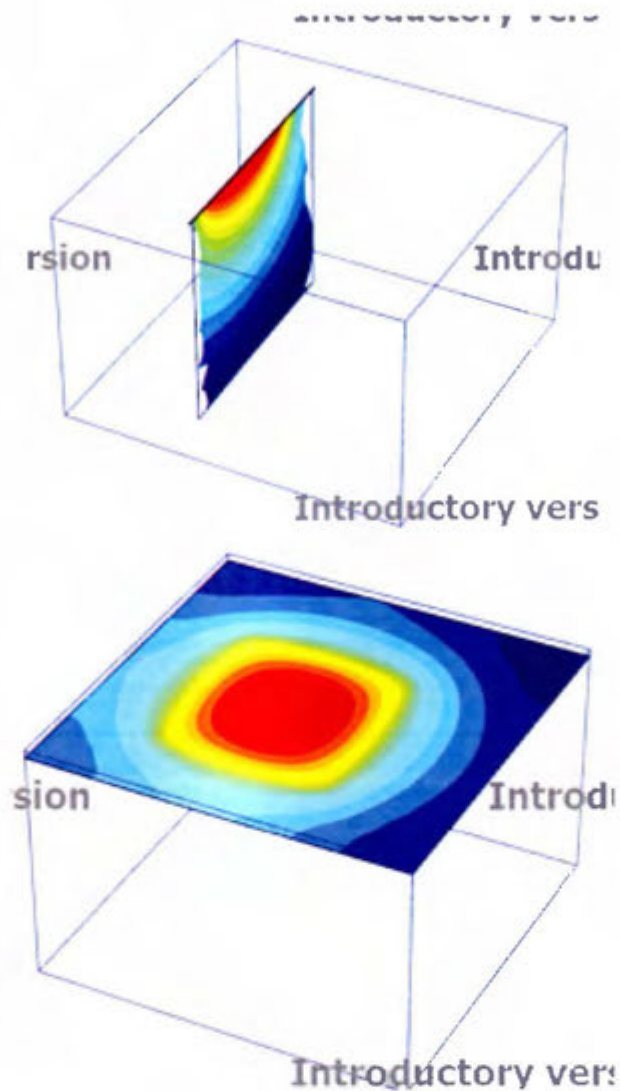


Figura 22. Análisis de modelo

Como parte de las salidas del programa en las figuras 23 y 24 se presenta el análisis de los asentamientos tanto en vista longitudinal como transversal, donde se puede observar la presión mayor ejercida por la losa y los pilotes en el suelo estudiado.



Figuras 23 y 24. Cortes de asentamientos.

Se establece que los asentamientos máximos de la losa pilotada son de 0.6 m mismos que cumplen con lo establecido con el Código de Cimentaciones de Costa Rica que para este tipo de edificaciones los asentamientos deben variar entre 5 cm hasta 10 cm. Esta información presenta una varianza debido a la limitante con el programa de análisis y los datos que permite proporcionarle para el análisis.

Se requiere de poder analizar la cimentación con la incorporación de más pilotes en el diseño para determinar correctamente lo que se requiere.

A partir de la información presentada se genera el presupuesto en la tabla 17 a sabiendas que no está correctamente calculado.

Tabla 17. Costos losa pilotada

Descripción	Cantidad	Costo (USD)
Costo de pilotes de 80 cm	\$ 440 ml	
Costo losa reforzada	\$ 200 m ³	
Cantidad de pilotes de 13 m	7 un	
Longitud pilote	15 m	
Volumen de concreto losa	675 m ³	
Cantidad de metros de pilote	105 ml	\$ 46,200
Volumen de concreto losa	675 m ³	\$ 135,000
Total		\$ 181,200

4.4. Análisis comparativo de las 3 opciones.

A partir de los tres análisis anteriores, se verifica los dos puntos de interés de los resultados, los costos y los asentamientos producidos por las diferentes propuestas. Se tienen que los costos de los 3 escenarios son bastante variados, para el escenario 2 utilizando la propuesta de mejoramiento de suelo con columnas de grava y realizando una construcción de una losa es considerablemente más económico y presenta buenos resultados, el escenario 1 presenta costos razonables para la cantidad de pilotes y la profundidad, es una opción muy viable para la cimentación del proyecto. El tercer escenario no es tan exacto como para determinarlo como opción viable, se requiere de un análisis más detallado. Con respecto al análisis de los asentamientos de los dos escenarios considerables las variaciones son pocas sin embargo ambas cumplen con lo determinado en el Código de Cimentaciones de Costa Rica por lo tanto ambas son viables para ser trabajadas.

Al final de los análisis se determina que la propuesta más llamativa para utilizar en esta obra es las columnas de grava ya que presentan asentamientos aceptables y sus costos favorecen a la parte contratista por el costo más bajo dando resultados correctos para la seguridad de la edificación.

5. CAPITULO V. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Este documento consiste en la determinación de las especificaciones técnicas de los materiales para la construcción de columnas de grava tipo Geopier así como las normas para la verificación de la calidad requerida para cada uno.

- Grava para la columna.

Se utilizará material grava para el relleno de las columnas de grava debe cumplir con la norma ASTM D 1241-68, agregado B, tipo I (el manual de Geopier detalla la grava bajo esta norma). Será colocado en toda la excavación en capas, una primera capa de 30 cm y las demás capas deberán ser de 20 cm hasta llegar a la superficie, cada capa se compactará por un periodo de 2 minutos.

La grava será ensayada mediante la norma ASTM C136 con una frecuencia de 0.25 m³ por cada 100 m³ colocados.

- Columna de grava

Se construirá un total de 140 columnas de grava de 1 metro de diámetro con una profundidad de 8 metros, separadas a cada 0.60 m tanto en la vertical como en la horizontal. Éstas deben ser ensayadas mediante la prueba de placa de carga, el cual llevará a cabo ensayos de placa de carga a 5 columnas escogidas aleatoriamente por el ingeniero en campo (mismas que no pueden estar continuas) en el bloque de columnas total construido para la verificación de la capacidad de carga del terreno. Debe realizarse mediante la norma ASTM D-1194. Deben cumplir un mínimo de 40.82 ton de carga que es lo determinado según el diseño realizado.

- Concreto para la losa.

Será utilizado para la construcción de la losa de cimentación un concreto premezclado. Este deberá tener una resistencia de 210 kg/cm² y cumplir con la norma ASTM C94.

El concreto va a ser ensayado para verificar la calidad y preparación de la muestra según ASTM C 39 con cilindros y mediante la ASTM C78 con vigas. Para cada caso serán ensayadas 1 muestras por cada 30 m³ colocados. El moldeado de las vigas y los cilindros deberán cumplir con la norma ASTM C 31.

- Acero para la losa.

Se utilizarán varillas con número, grado y fluencia según se determine en el diseño estructural realizado por el ingeniero estructural encargo mismas deben cumplir con la norma ASTM A615. Éstas deberán ser ensayadas mediante la norma ASTM A370 y deberán ser ensayadas 2 varillas por lote solicitado.

6. CAPITULO VI. LISTA DE VERIFICACIÓN

En la tabla 18 se presenta la lista de verificación planteada para el proyecto de cimentación seleccionado para las obras de la edificación la cual consiste en la construcción de columnas de grava para el mejoramiento de la capacidad soportante del terreno y la construcción de una losa de concreto como cimentación superficial para el proyecto.

Tabla 18. Lista de Chequeo o verificación de obras

Lista de verificación de construcción de columnas de grava y losa de concreto				
Actividad a verificar		Cumple		Observación
		Si	No	
Trabajos antes de la excavación	Verificación de la calidad de la grava que cumpla con tamaño y condiciones indicadas del material requerido.			
	Verificación de que el equipo tenga la longitud adecuada para llegar a cada nivel de la grava y compactar correctamente.			
	Limpieza y nivelación del terreno donde se va a excavar la columna			
Durante la excavación y colocación del material	Excavación de la perforación con las dimensiones diseñadas y en el sitio adecuado			
	Nivel de profundidad correcto al cual fue diseñado			
	Colocación de la primera capa de grava de 30 cm de espesor			
	Colocación de las siguientes capas de grava en 20 cm de espesor.			
	Compactación de cada capa de la grava en intervalos de 2 minutos por capa			
Después de la colocación del material	Verificación de que toda el área de la columna fuera compactado			
	Verificar que se haya compactado correctamente hasta en el nivel 0+000 (en la superficie) para ser apoyada la losa.			
	Verificación del ensayo de placa de carga para determinación de capacidad de carga del terreno.			

Trabajos antes de la colocación del concreto	Verificar que el nivel de losa sea el correcto en todo el área de interés			
	Verificar que el acero esté colocado correctamente, así como la dimensión indicada en los planos estructurales			
	Verificar que el concreto premezclado para colocación sea de 210 kg/cm ²			
	Verificar que la formaleta esté colocada con las dimensiones según el diseño de la losa. Dimensiones: 15 m x 30 m x 20 cm de espesor			
Durante la colocación del concreto	Verificar que se tomen las muestras del concreto indicadas en las especificaciones			
	Verificar que el concreto se vibre correctamente y se coloque cubriendo toda el área establecida			
Después de la colocación del concreto	Verificar que la muestra de los resultados y resistencias 210 kg/cm ² requerida para el diseño			

7. CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

1. Se realizó el estudio de los tres métodos plateados para la cimentación de la edificación de vivienda familiar siendo un punto importante indicado en las limitaciones de la investigación, la cantidad de perforaciones para la determinación de las características geomecánicas del sitio. Para los tres métodos se analizó diseño, asentamientos, costos y factibilidad de construcción en el país.

2. Los pilotes son una opción viable debido a que presenta asentamientos aceptables por el Código de Cimentaciones de Costa Rica así como una profundidad de diseño aceptable. Los pilotes deben ser colocados a una profundidad de 20 metros para cimentarse en suelo competente y soportar lo requerido. Los costos para este planteamiento son elevados con respecto a los de las columnas de grava.

3. Las columnas de grava producen un mejoramiento de la matriz del suelo junto con la cimentación superficial, son capaces de soportar las cargas de la edificación. Los asentamientos son aceptables según el Código de Cimentaciones de Costa Rica y los costos de las columnas son mucho más accesibles que los demás costos de las metodologías. Adicionalmente esta solución es 100% factible debido a que en el país se trabaja con esta metodología y la empresa Geopier presenta mucha experiencia en diversas obras.

4. La losa pilotada es una opción viable que reduce el tamaño de los pilotes y que trabaja en conjunto con una losa para soportar las cargas. Debido a que se presentó complicaciones a la hora de analizar la estructura los datos pueden mostrarse con variaciones. Se determina que lo obtenido como asentamientos no corresponde a lo real que se podría obtener de analizar la estructura como la propuesta presentada.

5. Se tiene que la mejor metodología para la cimentación de la edificación es la utilización de columnas de grava para el mejoramiento del suelo matriz y una losa de concreto premezclado como cimentación superficial misma que según los cálculos realizados es capaz de soportar las cargas determinadas siendo que las columnas tienen una profundidad de 8 metros y una cantidad de 140 columnas para toda el área de interés.

6. Se determina los parámetros geomecánicos del suelo analizado para construir la edificación habitacional de 30 niveles, la cual se presenta en la tabla 6 del capítulo 3.

7.2. Recomendaciones

1. Se recomienda hacer una campaña de investigación geotécnica más exhaustiva según lo recomendado en el apartado 3.2, para la determinación de los parámetros, condiciones y características del sitio de construcción. Esto debido a la importancia que posee la obra siendo habitacional y así tener mayor claridad para poder generar un diseño final más competente y exacto según la necesidad en el sitio.

2. Se recomienda que para el análisis de las columnas de grava y se puede utilizar una cimentación superficial distinta a una losa completa como fue presentado en la investigación, esta puede ser sustituida ya sea por zapatas aisladas o zapatas corridas, este cambio implica directamente en reducción de costos y cantidad de columnas de grava cuidando que esta reducción no afecte el mejoramiento del suelo requerido e implique que no soporte correctamente las cargas a aplica en el sitio de interés.

3. Se recomienda que se pueda utilizar un programa capaz de analizar completamente la metodología de losa pilotada ya que debido al alcance económico y facilidad para tener acceso a un programa con licencia es que la metodología no se logró trabajar al 100% misma que puede ser muy efectiva de analizase completamente.

8. CAPITULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Jonathan Rodrigo Bonifaz Quinchuela y Jesús Hernán Villarroel Núñez. Estudios y diseños para la construcción de la plataforma de exploración petrolera Tarapoa South West a provincia de Sucumbíos. Ecuador. Universidad Central del Ecuador. 2015.

2. Nathaniel S. Fox and Michael J. Cowell. Manual de fundaciones y suelo reforzado. Geopier. 1998.

3. Columnas de grava. Técnicas de mejora de suelos. Barcelona, España. IFC Cimentaciones.

4. José Antonio Alonso Pollán. Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. Madrid, España. Universidad Politécnica de Madrid. 2014

5. Federal Highway Administration, Departamento de Transportes. Drilled shafts: Construction procedures and LRFD Desing Methods. Publicación FHWA-NHI-10-016. 2010.

6. Braja M. Das. 6ta edición. Principios de la Ingeniería de la Fundación. Capítulo 14.

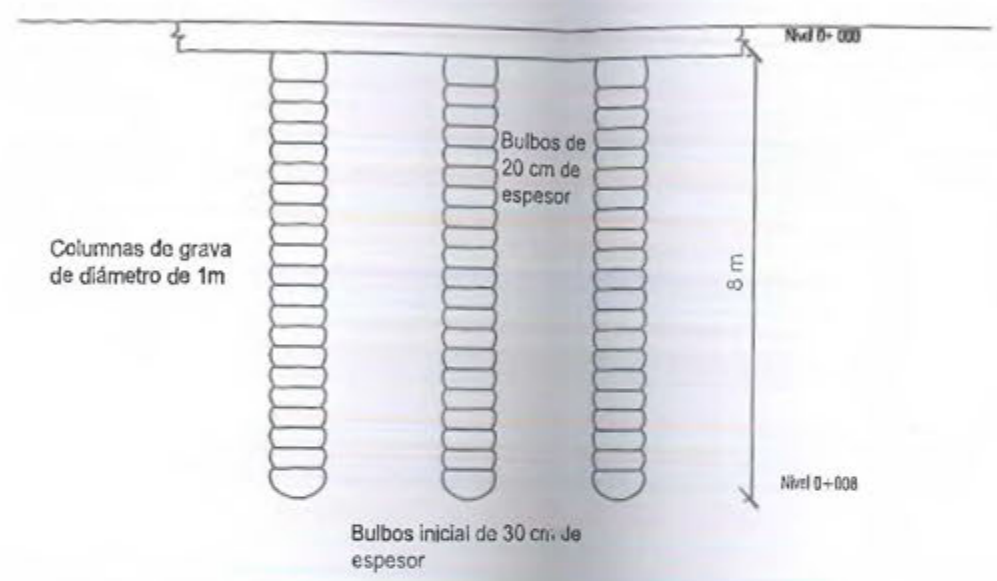
7. Construmática, metaportal de Arquitectura, Ingeniería y Construcción. Pilotes. Disponible en: <http://www.construmatica.com/construpedia/Pilotes>

8. Blog de ingeniería civil. Pilotes. 2009. Disponible en: <http://ingecivilcusco.blogspot.com/2009/06/pilotes.html>

9. Juan Pérez Valcárcel. Mejoramiento y consolidación de suelos. Disponible en: <http://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Profesores/valcarcel/MaterMRHE-0809/6-Mejora%20suelos.pdf>

10. Losas combinadas con pilotes: economizando la cimentación. 2012. Disponible en: <http://estructurando.net/2012/07/03/losas-combinadas-con-pilotes-economizando-la-cimentacion/>

Proyecto Edificio Satura propuesta de Cimentación



Columnas de grava detalle de estructura

Esc. 1:100

Losa de concreto con resistencia 210 kg/cm² de 20 cm de espesor. Con acero detallado según planos estructurales.



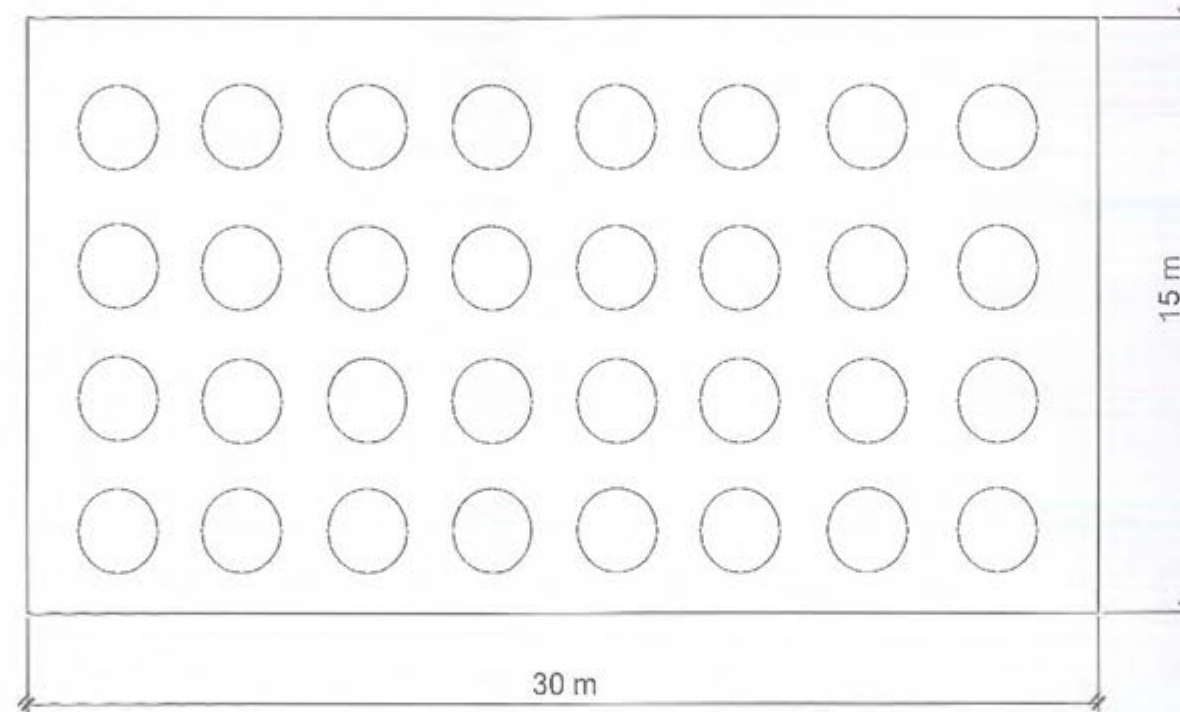
<p>PROYECTO</p> <p>EDIFICIO SATURA</p>	<p>FECHA</p> <p>15/05/2012</p>
<p>PROYECTANTE</p> <p>ING. JUAN CARLOS GONZALEZ</p>	<p>ESCALA</p> <p>1:100</p>

Vista lateral del Diseño de Cimentación para un Edificio Habitacional de 30 niveles

Proyecto Edificio Satura propuesta de Cimentación

140 columnas de grava con una distribución de 10 columnas horizontal y 14 vertical separadas @ 0.60 m.

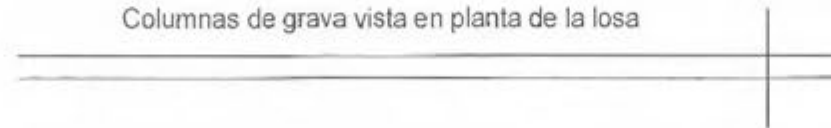
Losa de concreto con dimensiones de 30 m x 15 m con espesor de 15 cm



Simbología

○ Columna de grava

Columnas de grava vista en planta de la losa



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

Vista lateral del Diseño de Cimentación para un Edificio Habitacional de 30 niveles