

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA
(UNAN-MANAGUA)

RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARIO

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
Departamento de construcción
Ingeniería Civil



Trabajo monográfico para optar al Título de Ingeniero Civil.

TEMA

“Evaluación de estabilidad de talud inducida por cargas estáticas y dinámicas en la Loma chico Pelón, Managua-Nicaragua.

AUTORES:

BR. ORLANDO GUIDO MÉNDEZ

BR. MAX FARIÑAS PÉREZ

TUTOR:

MSC. HORACIO ALEJANDRO ULLOA LÓPEZ

Managua, Nicaragua

Mayo 2014

DEDICATORIA

DEDICATORIA

Les dedico este trabajo monográfico a:

A mis Padres: Nelda Antonia Pérez Aburto y Carlos Alberto Fariñas Rodríguez.

Por su apoyo incondicional en todo momento, por comprender cada decisión que he tomado, a ti Carlos Fariñas por facilitar aspectos indispensables pero poco importantes como lo económico, pero muy especialmente a ti Madre por ser ejemplo vivo de perseverancia, por hacerme ver que todo es posible y darme tu amor siempre.

GRACIAS.

DEDICATORIA

DEDICATORIA

Les dedico este trabajo monográfico a:

A Dios

Porque sin su ayuda no hubiese sido posible este logro en mi vida de terminar la carrera en tiempo y forma. Gracias Dios por brindarme la mano en momentos buenos y malos.

A mis padres y Hermanos: Luvy Méndez Castilblanco, Orlando Guido Herrera, Odorico Guido Méndez y Ada Guido Méndez.

Por su apoyo incondicional durante estos años de estudios, por aconsejarme siempre, por darme ánimos para seguir adelante. Le doy gracias a mis padres por ser la persona que soy actualmente y por todo su esfuerzo que han puesto para que culmine mi carrera. A mis hermanos por estar siempre conmigo apoyándome. Los quiero mucho.

A personas especiales

Yo siempre os llevo en mi corazón y nunca os olvidare.

Gracias....

AGRACEDECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo investigativo es el resultado del esfuerzo de muchas personas e institución sin las cual no hubiese sido posible la finalización de este trabajo, por tal razón le agradecemos en especial a:

Msc. Horacio Ulloa el tutor de esta investigación, por su paciencia, disposición y por todo el tiempo que dedico.

Nuestros padres por estar siempre dispuesto a brindarnos su apoyo incondicional.

Departamento de Construcción y a todo su personal docente por trasmitirnos los conocimientos durante toda la carrera para poder optar a ser ingeniero.

Departamento de Becas por habernos dado los beneficios de ser becado interno todo este tiempo, especialmente a Msc. Gerardo Mendoza.

Instituto de Geología y Geofísica IGG – CIGEO UNAN – Managua y su personal por su apoyo, en especial a: técnico Francisco Vásquez, técnico Walter Espinoza y al Msc. Nadir Castrillo.

Nuestros compañeros y amigos de la carrera de ingeniería civil especialmente a Jhonson Bravo, Osman Quintana, Luis Olivares y Pedro Manzanares, por su disponibilidad y apoyo durante todo este tiempo, gracias.

RESUMEN

RESUMEN

Managua es considerada una ciudad altamente vulnerable ante la ocurrencia de terremotos, esto se debe al entorno sísmico ligado por cantidad de fallas geológicas que atraviesan la misma. Además, se deben de considerar otros factores que de una u otra manera afectan la ciudad entre los cuales tenemos: la geología y las condiciones de los suelos de la ciudad, estos factores se prestan para llevar a cabo investigaciones relacionadas con la inestabilidad de taludes. De acuerdo a estudios realizados en el año 2011 por Sistema de Información Geológica (SIG-Georriesgos), existen 20 puntos vulnerables con características de inestabilidad de suelo.

Esta investigación tuvo como objetivo principal evaluar la estabilidad de talud inducida por cargas estáticas y dinámicas en la Loma chico Pelón, Managua, utilizando los métodos de equilibrio de límite y elementos finitos, para determinar áreas de inestabilidad del terreno tanto en condición estática como dinámica, esto a partir del cálculo del factor de seguridad.

Esta investigación se desarrolló en tres etapas principales. Primera etapa (campo), en esta parte se realizó el muestreo de suelos con SPT y se realizaron mediciones sísmicas. La segunda etapa (laboratorio), obteniendo parámetros físico-mecánicos de los suelos. La última etapa (evaluación de estabilidad del talud), por medio del software Geo-Studio, considerando parámetros como: geometría, propiedades físico-mecánicas, sobre-carga y propiedades dinámicas. Finalmente en esta fase se elaboró mapas de amenaza en las dos condiciones analizadas.

Los resultados obtenidos del análisis estático muestra las zonas de amenazas, en la cuales las edificaciones están distribuida de la siguiente manera: en la zona de amenaza alta se encuentran 8 casas, en la zona de amenaza media se encuentran 5 casas y en la zona de amenaza baja se encuentran 37 casas. En el análisis dinámico las 50 casas se encuentran en la zona de amenaza alta.

Las viviendas ubicadas en la zona de amenaza alta podrían presentar problemas debido a los desplazamientos del terreno, se sugiere que estos resultados se consideren como punto de partida para que las autoridades locales ejecuten investigaciones más profundas en este sitio y en otras áreas de Managua, dado a que existen varios puntos con características de inestabilidad del terreno.

TABLA DE CONTENIDO

Tabla Contenido

1. ASPECTOS INTRODUCTORIOS.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Problemática.....	3
1.4. Justificación.....	4
1.5. Objetivos.....	5
1.6. Limitaciones de la investigación.....	5
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.1. Reconocimiento y delimitación de área estudio.....	6
2.2. Localización y datos generales de la ciudad de Managua.....	7
2.2.1. Localización del área de estudio.....	7
2.3. Aspectos generales de la zona de estudio.....	8
2.3.1. Topografía de Managua.....	8
2.3.2. Geología.....	9
2.3.3. Descripción geológica de la estratigrafía de Managua.....	10
2.3.4. Fallas geológicas de la zona.....	12
2.3.5 Aspectos geotécnicos de la zona.....	13
2.3.6. Sismicidad de la zona.....	18
2.3.7. Hidrología de la zona.....	21
3. MARCO TEORICO.....	23
3.1. Aspectos generales de estabilidad de taludes.....	23
3.1.1. Definición y tipos de taludes.....	24
3.2. Tipo de falla más común en Taludes.....	24
3.2.1. Introducción.....	24
3.2.1.1. Falla desprendimientos o caídas.....	25
3.2.1.2. Falla por vuelco.....	25
3.2.1.3. Falla expansiones laterales.....	26
3.2.1.4. Coladas o flujos.....	26
3.2.1.5. Falla por deslizamiento.....	27
3.3. Métodos de análisis para estabilidad de taludes.....	29
3.3.1. Métodos de equilibrio de límite.....	29
3.3.1.1. Superficie de Falla.....	32
3.3.2. Modelos Numéricos continuos para estabilidad de taludes.....	33
3.3.2.1. Método de Elementos Finitos.....	33
3.3.2.2. Método desplazamiento de Newmark.....	37
3.3.3. Análisis computacional para la estabilidad de taludes.....	38

TABLA DE CONTENIDO

3.3.3.1. Generalidades de los programas que serán utilizados.....	38
3.4. Elaboración de mapas de amenaza.....	45
3.5. Trabajo de campo.....	46
3.5.1 Pruebas in situ (SPT).....	46
3.5.2. Mediciones sísmicas.....	50
3.5.2.1. Aspectos generales acerca de ondas.....	51
3.5.2.2. Aplicación del método MASW para calcular velocidad de corte.....	52
3.5.3. Levantamiento de las viviendas para determinar la sobre-carga.....	54
3.6. Trabajo de laboratorio.....	54
3.6.1 Propiedades índices de los suelos.....	54
4. RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	57
4.1. Trabajo de campo.....	57
4.1.1. Standard penetration test (SPT).....	57
4.1.2. Mediciones sísmicas.....	59
4.2. Pruebas de laboratorio.....	62
4.3. Modelamiento del talud bajo condiciones estáticas y dinámicas.....	62
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	65
5.1. Caracterización geotécnica y clasificación de los suelos.....	65
5.2. Levantamiento de las viviendas para determinar la sobre-carga.....	67
5.3. Modelamiento del talud en condición estática y dinámica.....	70
5.3.1. Cálculo del factor de seguridad estático.....	71
5.3.2. Cálculo del factor de seguridad dinámico.....	72
5.4. Mapas de amenazas.....	78
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
6.1. Conclusiones.....	83
6.2. Recomendaciones.....	86
7. BIBLIOGRAFIA.....	87
ANEXOS 1.....	91
ANEXOS 2.....	92

1. ASPECTOS INTRODUCTORIOS

1.1. INTRODUCCION

El estudio y entendimiento de los fenómenos relacionados a la inestabilidad de taludes es un tema muy importante en el campo de la ingeniería civil, principalmente en el área de geotecnia. Estos procesos pueden causar muchos daños (humanos y económicos) en una zona específica de estudio. Para un análisis completo del tema se debe tener conocimiento del comportamiento mecánico y dinámico de los materiales que componen el talud. También es necesario tener en cuenta características como: geología de la zona, topografía, sobrecarga en la zona, precipitación y todos aquellos factores que puedan condicionar la estabilidad de la zona.

La geología local, el entorno sísmico y las condiciones de los suelos de la ciudad de Managua, prestan las condiciones para llevar a cabo investigaciones relacionadas con la inestabilidad de taludes. De acuerdo a estudios realizados en el año 2011 por el Sistema de Información Geológica de Nicaragua (SIG-Georriesgos), existen 20 puntos críticos con características de inestabilidad de suelo, entre los cuales se encuentran: el Crucero, cerro Motastepe, volcán Masaya, cuesta el Plomo, cerro los Martínez, Loma de Chico Pelón, Pochocuape entre otros.

En esta tesis se evaluó la estabilidad de talud inducida por cargas estáticas y dinámicas en la Loma Chico Pelón, esta área se localiza en el departamento de Managua, este sitio fue seleccionado por ser un punto con características de inestabilidad del terreno.

El análisis de estabilidad de talud se realizó mediante métodos geotécnicos, considerando los parámetros físicos- mecánicos del suelo (pruebas de campo y laboratorio). El procesamiento de datos fue ejecutado haciendo uso del software Geo-Studio, considerando parámetros sísmicos del suelo y consideraciones de sobre-carga.

Los resultados de esta investigación aportarían a la municipalidad, autoridades locales y la defensa civil, a entender un poco más acerca del problema de inestabilidad de suelo en Managua y de esta manera realicen investigaciones más profundas respecto este tema en este sitio.

1.2. Antecedentes

Por muchos años el problema de inestabilidad de suelo ha venido siendo estudiado, este problema ocurre principalmente en la época de invierno, ya que durante esta estación, la precipitación y el uso inadecuado del suelo de la ciudad de Managua crea procesos de erosión, transportación y depósitos de gran cantidad de sedimentos en el sistema de drenaje de la ciudad. Otro factor que también provoca problemas de inestabilidad son los eventos sísmicos los cuales reducen las propiedades de resistencia de los suelos.

Por otro lado el área del casco urbano de Managua se ubica en una zona plana, de escaso relieve, sin embargo sus alrededores presentan una topografía más accidentada y un relieve más empinado (laderas de los volcanes Apoyeque, Masaya y elevaciones de las Sierras de Managua), cuyo origen está relacionado a procesos volcánicos y tectónicos.

De acuerdo a archivos históricos en el año de 1876 ocurrió un gran deslizamiento en la parte sur de Managua (cruce), dicho evento aunque no existe en la memoria de la población provocó grandes daños (materiales y humanos). No obstante, los trabajos ejecutados por la Dirección de Geología Aplicada de INETER, a partir de 1999, demostraron que la ocurrencia de eventos de inestabilidad en el área de Managua, es más frecuentes de lo que anteriormente se asumía.

Los datos históricos y los recientes (eventos ocurridos después de 1999 hasta la fecha) y el análisis geomorfológico demuestran que los procesos de inestabilidad de taludes son frecuentes y limitados a las zonas de mayores pendientes, en taludes de origen volcánico o tectónico; sin embargo, consideramos la aclaración que se trata de eventos de pequeñas dimensiones y volúmenes.

En el año 2011 el Sistema de Información Geológica de Nicaragua (SIG-Georriesgos) realizó un estudio el cual tenía por nombre "Amenaza por inestabilidad de taludes del área de Managua y sus alrededores", el estudio presenta 20 puntos con probabilidades de inestabilidad en la capital, uno de los puntos más relevante es El Crucero, esta montaña que sobresale en el horizonte está ubicada en la parte sur de Managua.

Otro punto de amenaza inquietante es el cerro Motastepe, donde después de quedar deforestado, este cerro de 13 millones de metros cúbicos amenaza con desmoronarse y afectar todos sus sitios aledaños. Aunque existen otras zonas

particularmente más susceptibles a inestabilidad del terreno, entre las cuales se encuentra el Loma de Chico Pelón, las faldas del volcán Masaya, restos de antiguos edificios volcánicos como Cerro Los Martínez, Pochocuape y otros.

En la Loma de chico Pelón en el año 2011 autoridades de la alcaldía de Managua en coordinación con la defensa civil y SINAPRED, llevaron a cabo el desalojo de más de 120 personas (13 familias), las cuales estaban asentadas en la parte superior del talud con alto riesgo ante el fenómeno de inestabilidad. El problema que desencadena este evento está ligado con la erosión, las fallas geológicas que atraviesan la zona y las máximas precipitaciones.

1.3. Problemática

La ciudad de Managua se caracteriza por ser una zona muy vulnerable a fenómenos naturales, principalmente es afectada por terremotos como los ocurridos en 1931 y 1972, estos dos eventos causaron grandes pérdidas tanto humanas como económicas. También se caracteriza por presentar una topografía o relieve accidentado, por lo que podemos observar formaciones que van desde lagunas cerros o pequeñas depresiones que existen en el centro de la ciudad.

Cabe destacar de lo anterior, la importancia de investigar sobre zonas vulnerables a inestabilidad del terreno en esta ciudad, de tal modo para que las poblaciones tengan conocimiento del peligro que tienen al habitar en una zona de estas, una de estas zonas es Loma de chico Pelón.

El problema presente en esta zona es inestabilidad de talud, el cual puede ser identificado en el costado Norte de la zona en donde los habitantes han ubicado sus viviendas a escasos metros del talud, algo que se constató in situ donde la temática principal es el riesgo en que se encuentran los habitantes de este lugar ante un evento de deslizamiento o derrumbe. En el año 2011 la Alcaldía de Managua desalojó y ubicó a aproximadamente 120 habitantes (13 familias). Actualmente se encuentran otras viviendas cerca del talud, donde esto representa un peligro para todos los pobladores de la zona, dado que el acceso que se tiene para llegar a las vivienda es difícil, es un camino angosto que bordea la parte superior del talud.

La estabilidad de este talud podría ser modificada por factores como el de la sobre carga debido al peso de las viviendas ubicadas en la parte superior de este; además otros factores como: ausencia de capa vegetal, topografía del terreno con una pendiente aproximadamente de 80° respecto a la horizontal, grado de

saturación del suelo por la precipitación de la zona y alto efecto sísmico al ocurrir un terremoto podría activarse la falla Chico Pelón la cual atraviesa la zona de estudio.

La mayor preocupación es que la población no parece importarle el riesgo o peligro de habitar en esta zona (Loma Chico Pelón), y las medidas que toman para mitigar el efecto de inestabilidad es colocar llantas unas sobre otras usándolas como muros de contención, y se observa que prácticamente se encuentra en malas condiciones y se necesita una obra civil que pueda mitigar el problema o estabilizar la zona.

1.4. Justificación

La Ciudad de Managua ha sido altamente poblada en los últimos años y a su vez conformada por barrios que rápidamente han alcanzado niveles poblacionales impresionantes en toda la zona de Managua y sus alrededores, de esta manera se ha alcanzado un gran desarrollo en la parte de la infraestructura, en ellos se puede encontrar escuelas, industrias, hoteles, carreteras, sistemas de acueductos y alcantarillado, redes de agua potable etc.

Aunque se cuente con todas la infraestructura mencionada anteriormente muchas de las poblaciones se han asentado en partes muy vulnerables sin importar las consecuencias pese a la situación económica, son habitantes que no buscan comodidades y que no tienen un alto nivel de vida. Por otro lado ellos dejan a un lado el peligro que representa que estén habitando en zonas de amenaza de inestabilidad del terreno, ya que este problema existe en muchas zonas de nuestra capital.

Debido a la cantidad de zonas susceptibles a inestabilidad de suelo identificado por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) en el año 2011, se eligió estudiar la zona Loma Chico Pelón debido a la inestabilidad que ha dado lugar en la parte superior de esta Loma. Es por tal razón que se hace necesario realizar una evaluación de la inestabilidad del terreno en la zona. Aunque únicamente se consideró el efecto de sobre-carga y la aceleración del terreno, como factores que modifican la estabilidad del talud. Cabe mencionar de que una vez evaluado la inestabilidad de suelos y calculado todo el impacto que se pudiera producir en esta zona, las autoridades locales podrían tomar esta información como referencia ante posibles trabajos futuros para evaluar de forma exhaustiva el problema de estabilidad de taludes en nuestro país.

1.5. Objetivos

Objetivo General

- ❖ Evaluar la estabilidad de talud inducidos por cargas estáticas y dinámicas en la Loma Chico Pelón, Managua, Nicaragua

Objetivos Específicos

- ❖ Realizar la caracterización geotécnica (físico-mecánicas) y clasificación de los suelos.
- ❖ Modelar el talud en condición estática con la aplicación del software Geostudio (Slope/W).
- ❖ Modelar en condición dinámica con la aplicación del software Geostudio (Quake/W).
- ❖ Elaborar mapas de amenaza preliminares de inestabilidad del talud, considerando el factor de seguridad en ambas condiciones de análisis.

1.6. Limitaciones de la investigación

Dadas las limitaciones de tiempo, disponibilidad de equipos y otros aspectos, este estudio se enfocara en la estabilidad del talud en la Loma Chico Pelón, planteándose las siguientes limitaciones:

- Solamente tres perforaciones de SPT (Standard Penetration Test) fueron distribuidos en el área de estudio y realizadas en época seca (verano).
- La determinación del ángulo de fricción interna del suelo se realizó por medio de correlaciones del número de golpe corregido de las pruebas de SPT.
- El análisis de estabilidad del talud se efectuó únicamente mediante la aplicación del software Geo-Studio considerando todos sus parámetros.
- Se elaboraron propuestas de medidas mitigación y no el diseño de obras ingenieriles para la estabilización del talud.

2. CARACTERIZACION DE LA ZONA

2.1. Reconocimiento y delimitación de área estudio

El principal objetivo planteado para esta etapa fue conocer las características preliminares de algunos sitios en la Ciudad de Managua y evaluar la zona crítica, así como confirmar las suposiciones planteadas de inestabilidad del terreno, el cual se determinó mediante lo observado en la visita, la cual se realizó el lunes 28 de octubre del 2013. Esta visita se realizó con la colaboración de especialistas en el área de geotecnia del IGG-CIGEO, tomando ventaja de su experiencia en esta área.

El primer sitio visitado fue Cerro Loma de Chico Pelón, se observó la problemática que tiene para sus pobladores esta zona, ya que muchas de las casas de la parte superior del talud se ven muy afectadas por la inestabilidad del terreno, el material a simple vista es inestable con poca consistencia. La alcaldía en coordinación con la defensa civil en el año 2011 llevaron a cabo el desalojo de aproximadamente 120 habitantes (13 familias), justo en esta zona ahora solo quedan los restos de las edificaciones.

Después se visitó el Cerro Los Martínez, en donde varios asentamiento se ven afectados al momento de ocurrir inestabilidad en el suelo, aunque el material en esta zona es más consistente o tipo roca (estable). En la parte sur del mismo cerro se observó una gran amenaza de inestabilidad, ya que el material está compuesto por arena y grandes bloques de roca, por tal razón se ven muy afectadas muchas casas y la carretera, la magnitud de este evento podría ser mucho mayor que el anterior.

Por otro lado se visitó el Cerro Motastepe, en esta zona se observó cierta amenaza tomando en consideración que la población se encuentra en las partes más bajas. La amenaza más inminente es para los areneros que a diario trabajan en este lugar, ya que los asentamientos no se encuentran cerca del cerro. El material del cual está compuesto el cerro es arena la cual cubre parte superior y en la parte de abajo se pudo observar que hay una roca compacta.

El sitio que se escogió de los tres visitados en esta etapa, se basa en las consideraciones de amenaza o de vulnerabilidad que dicha área presenta y a su vez afecta una población o asentamientos cercanos a estos puntos considerados como críticos ante un fenómeno de inestabilidad de suelo; que a través de esta

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

visita de campo se pudo constatar y observar si hay características que pueda evidenciar una inestabilidad del terreno.

2.2. Localización y datos generales de la ciudad de Managua

Managua se ubica en el suroeste de Nicaragua, específicamente en la cuenca sur del Lago de Managua (Xolotlán). El Municipio tiene un área total de 267 km² de extensión, de los cuales 173.7 km² son del área urbana. La población estimada es de 1, 025,000 habitantes (INIDE, 2001). La altitud promedio es alrededor de 80 m s.n.m, el clima es tropical y las temperaturas promedio oscilan entre 27° C y 32°C.

2.2.1. Localización del área de estudio

El sitio de estudio corresponde al cerro Loma Chico Pelón con un área aproximada de 34720 m², está ubicado en el Municipio de Managua, este lugar se encuentra ubicado en distrito IV y aproximadamente entre 500-600 metros al sur del lago de Managua (figura 2.1).

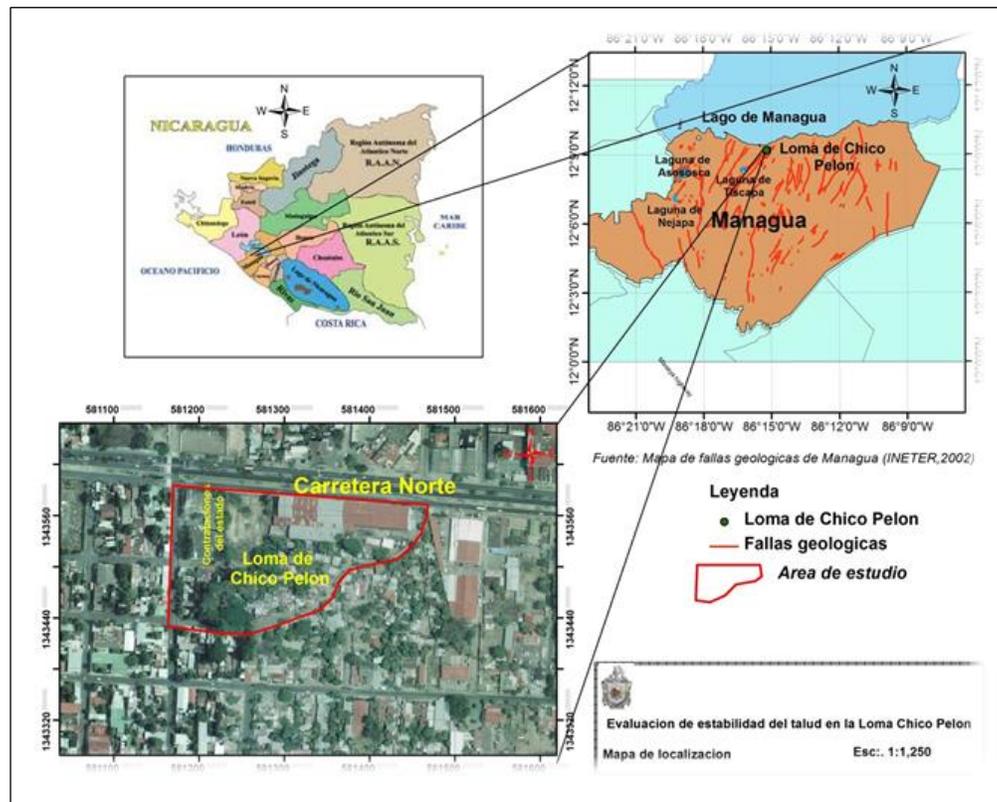


Figura 2.1. Mapa de ubicación del área de estudio (INETER, 2002)

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El talud en estudio está localizado en la parte Norte de la Loma Chico Pelón, en la parte superior se ubican las viviendas (figura 2.2). La altura del talud es aproximadamente de 13.10m (Figura 2.3).



Figura 2.2. Casas ubicadas en la parte superior de la Loma Chico Pelón



Figura 2.3. Talud ubicado en la Loma Chico Pelón

2.3. Aspectos generales de la zona de estudio

2.3.1. Topografía de Managua

La Ciudad de Managua se asienta en una superficie plana que se inclina suavemente hacia el norte. La topografía en general aumenta a medida que avanza hacia la parte de sur de la ciudad y disminuye a medida que avanza hacia el lago Xolotlan (figura 2.4). Su relieve está caracterizado por la presencia de formaciones de origen volcánico, entre las cuales tenemos: Cráteres Tiscapa, Nejapa, Asososca, Valle Ticomo y otros (Obando, 2009).

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

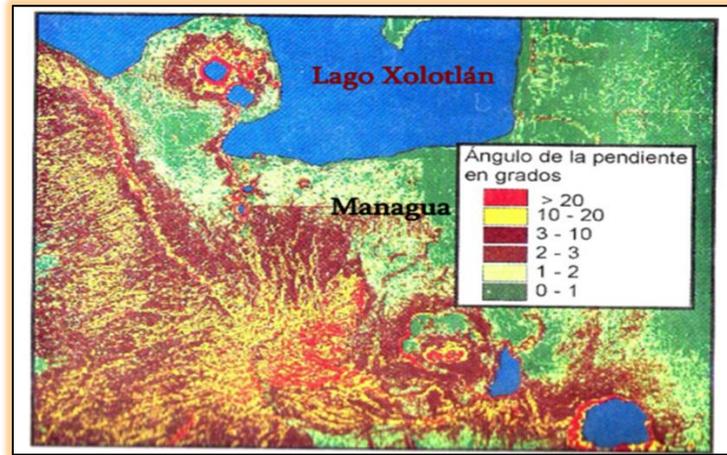


Figura 2.4. Mapa de pendientes del terreno en Managua (INETER, 2000)

La Loma Chico Pelón presenta una topografía accidentada, con niveles que varían desde los 69msnm hasta los 55.95msnm, con una diferencia de elevación aproximadamente de 13.1m.

2.3.2. Geología

Geología regional

La ciudad de Managua está localizada dentro de la cadena volcánica de Nicaragua entre el volcán Masaya y el volcán Apoyeque, al noreste y sureste respectivamente (figura 2.5). En Managua y sus alrededores se encuentran pequeñas estructuras volcánicas y algunas remanentes de volcanes colapsados como: Asososca, Tiscapa, Ticomo, Motastepe y otras (INETER, 2002).

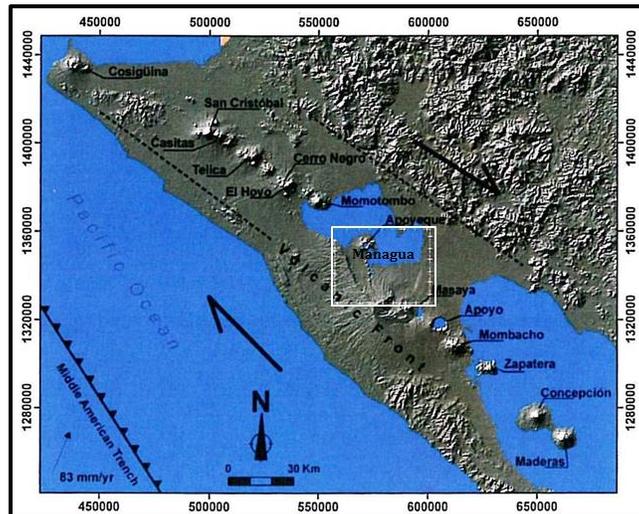


Figura 2.5. Cadena volcánica de Nicaragua (Avellán, 2009)

2.3.3. Descripción geológica de la estratigrafía de Managua

Los suelos de la ciudad de Managua fueron originados por erupciones volcánicas ocurridos entre el terciario y era cuaternaria. Estos son caracterizados por la presencia volcano-sedimentario (Hradecky, 2001).

De manera general los suelos de Managua lo conforman el grupo Las Sierras y el grupo Managua, donde el grupo Managua es considerado como los suelos superficiales y el grupo Las Sierras forma parte del basamento. El grupo Managua fue depositado sobre el grupo Las Sierras (Hradecky, 2001).

Capas superficiales: están formadas por materiales piro-clásticos separados entre capas por suelos orgánicos (Ekholm and Norberg, 1998). Estos suelos son clasificados como no cohesivos (arena y grava con cierto grado de consolidación)

Basamento: se le conoce como cantera y esta formado por toba volcánica del grupo superior de Las Sierras. Ingenierilmente el grupo Las Sierras se puede considerar como el basamento. Ekholm and Norberg (1998) realizaron un estudio geofísicos para conocer la profundidad del basamento la cual varía de 2 a 9m. En ingeniería de terremotos los suelos con velocidades de onda de corte de 760 m/s son considerados como basamento.

En la figura 2.6 se aprecia la columna Geológica de la estratigráfica de Managua, donde se muestra las capas superficiales y el grupo Las Sierras.

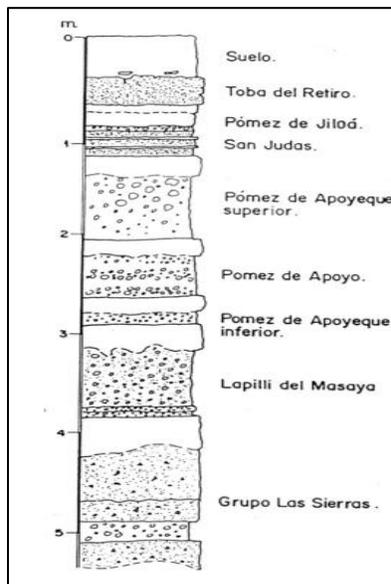


Figura 2.6. Columnas estratigráficas de la Ciudad de Managua (Bice, 1973)

Suelos recientes: consiste de depósitos aluviales y materiales piro-clásticos intemperizados, los cuales pueden ser de tipo arcillosos o limosos.

Toba El Retiro: Su nombre en si es Toba Masaya debido a su procedencia, esta es una toba basáltica, depositada por caída aérea y bien consolidada. Es de granos finos, de color gris verdoso a café amarillento, su espesor varia de 50 a 100 cm (Bice, 1973).

Pómez de Jiloa: Consiste de tres unidades de pómez blanca, con un espesor que va de 0 a 40 cm, su procedencia es de la Caldera de Jiloa.

Formación San Judas: Debido a su procedencia se le conoce como Triple capa Masaya. Esta unidad está compuesta de toba consolidada, intercalada con ceniza basáltica suelta y lapilli (Bice, 1973). Generalmente, consiste de dos delgadas capas de lapilli confinadas en tres capas delgadas de pómez, su espesor promedio es de 25 a 30 cm.

Pómez de Apoyeque superior: es una capa predominante en Managua (Kutterolf, 2007). Consiste de una Lapilli pomácea gruesa de caída y de color blanco. La fuente de esta unidad es la caldera de Apoyeque.

Pómez de Apoyo: está formada por tres capas separadas por pequeñas capas de suelo fósil, la capa superior está formada por finos y granos gruesos, mientras la capa inferior esta formadas por arena y fragmento de pómez blanca (Bice, 1973).

Pómez de Apoyeque inferior: esta capa varía su espesor de 10cm a 20 cm, es uniformemente graduada con finos blancos de pómez Lapilli. La Pómez de Apoyeque inferior solamente aparece en asociación con la Pómez de Apoyeque superior, donde sus espesores son encontrados en diferentes partes de la ciudad (Kutterolf, 2007).

Lapilli Masaya: conocida como Lapilli Fontana, es una de las formaciones más extendida y fácil de reconocer en el área metropolitana. Formada por depósitos de escoria negra y lapilli basáltico vítreo, libre de polvo y cenizas (Werhman, 2006). Además ha alcanzado espesores de hasta 3 metros (Hodgson, 2000).

2.3.4. Fallas geológicas de la zona

Hoy en día en Managua viven alrededor de un millón de habitantes en una zona sísmica y volcánicamente activa. La ciudad cuenta con una elevada densidad de fallas geológicas activas (Brown, Ward, & Plafker, 1973) . En 1931 y 1972 ocurrieron los dos terremotos más destructivos en la ciudad, estos causaron grandes pérdidas de vidas humanas y enormes daños materiales.

Las fallas sísmicas locales, en términos estadísticos, generan el 59 % de la amenaza sísmica total en Managua y un 41% restante resulta de la zona de subducción, de otras zonas en la cadena volcánica y de la zona montañosa de Nicaragua. Esto subraya la importancia del conocimiento del fallamiento local en Managua. Se cree que las fallas principales que atraviesan la parte central de Managua tienen pocos kilómetros de longitud y con esta característica pueden generar terremotos relativamente moderados de magnitudes hasta 6.5 Richter (INETER, 2000).

A raíz de la expansión urbana de la ciudad, a partir de finales de los años 1980 y sobre todo al inicio de 1990, se realizaron estudios geológicos en Managua por consultores y geólogos nacionales, en los que llevaron a cabo estudios a fondos con el objetivo de elaborar un mapa de fallas geológicas y de amenaza sísmica, para alertar a las autoridades de esta Municipalidad (INETER, 2000).

La Loma Chico Pelón, se encuentra ubicado entre dos fallas activas (Falla Tiscapa y Falla Chico Pelón) en la figura 2.7 se muestran las fallas de Managua y al mismo tiempo la ubicación de nuestra zona de trabajo (INETER, 2002).

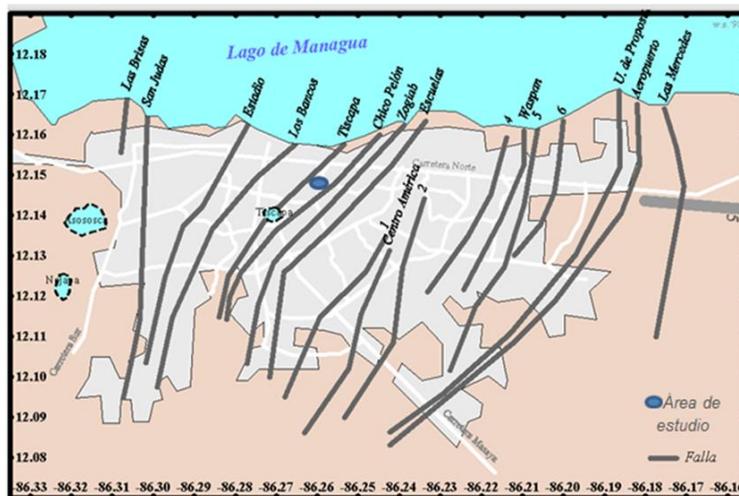


Figura 2.7. Mapa de fallas geológicas de Managua (INETER, 2000)

2.3.5. Aspectos geotécnicos de la zona

Características geotécnicas de la Ciudad de Managua

Managua está situada en una depresión estructural conocida como el graben de Managua, que es un micro-graben de la depresión Nicaragüense (Parrales & Picado, 2001). Gracias a la existencia de estructuras volcánicas y remantes de antiguos volcanes, el subsuelo de Managua se caracteriza por la presencia de una secuencia volcano-sedimentaria (Hradecky, 1997).

Después del terremoto de 1972 en Managua, Faccioli (1973) elaboró un estudio de microzonificación en el área de la ciudad y además realizó una propuesta de estratigrafía con base al valor Ngolpes de los ensayos SPT. El promedio de penetración de los ensayos de SPT fue de 15 metros, y la máxima profundidad alcanzada fue de 34 metros. Faccioli sugiere la siguiente clasificación de suelos.

- ❖ Suelos sueltos ($N < 10$)
- ❖ Suelos medianamente densos ($10 < N < 50$)
- ❖ Suelos firmes o compactados ($N > 50$)

Los suelos superficiales o suelos sueltos: compuesto por arenas limosas y pertenecen a los subsuelos de origen aluviales.

Suelos medianamente densos: correspondiente a arenas de densidad media, pómez gravas y canteras.

Suelos firmes o compactados: corresponde a arenas limosas bien compactadas o talpetate.

Estos estudios también permitieron obtener perfiles de estratigrafía de la ciudad en la dirección N-S y E-W donde se aprecia las variaciones de los espesores en las capas de suelos propuesto. En ellos lo más destacable es la variación del basamento que puede experimentarse de un sitio a otro dentro de la ciudad, en estos perfiles se detallan todos los sondeos de SPT.

En el perfil E-W se muestra el sitio de estudio (figura 2.8), el cual se encuentra ubicado aproximadamente a una distancia de 61m de la carretera norte, entre el sondeo 3 (S-3) y sondeo H (H).

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

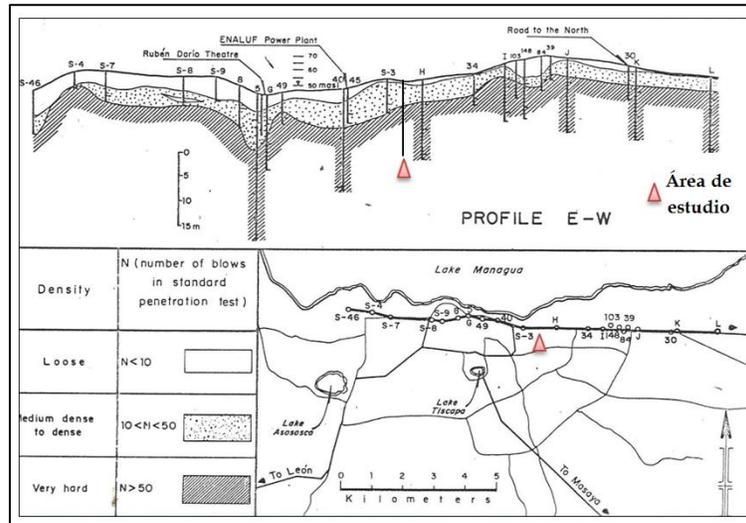


Figura 2.8. Perfil E-W de la estratigrafía de la Zona costera del lago ciudad de Managua (Faccioli, 1973)

Parámetros dinámicos de los suelos de Managua

El estudio de las propiedades dinámicas de los suelos ha venido siendo desarrollados a través de la aplicación de métodos geofísicos (sísmicos), usando la correlación de ensayos de penetración estándar (SPT) y pruebas dinámicas desarrolladas en los laboratorios.

Para determinar la respuesta posible del terreno ante un sismo, primero deben determinarse las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de suelos.

Los principales parámetros para el análisis de la respuesta dinámica son el módulo de cortante y el amortiguamiento, los cuales están interrelacionados con la densidad, la velocidad de onda de corte, la relación de Poisson.

Por tanto (Faccioli, 1973) definió modelos de velocidades en el sitio de la refinería de la Esso, el Hotel Balmoral, Teatro Rubén Darío y la colonia Centroamérica, mediante perforaciones de SPT a 33, 26, 28 y 34 metros, respectivamente.

Además propuso para cada sitio modelos de velocidades de corte en tres estratos (exceptuando el sector de la refinería que contiene dos estratos). Las velocidades en basamento propuestas se encontraban en un rango de 550 a 600 m/s por lo que, probablemente, se requiere de perforaciones a mayores profundidades para encontrar un basamento con características de roca (velocidades superiores a 750m/s).

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Posteriormente (Parrales & Picado, 2001), con base en una mayor cantidad de perforaciones para ensayos SPT desarrollaron investigaciones que permitieron realizar propuestas de modelos de velocidades para cada sitio de estudio. Además de estimar el módulo de corte del suelo y los factores de amortiguamiento para cada estrato mediante la utilización de la herramienta informática SHAKE91. Sin embargo, estas nuevas investigaciones no pudieron superar las limitantes en cuanto a profundidad de sondeo que tuvo (Faccioli, 1973) de manera que las profundidades de exploración promedio no superan los 20 metros.

Obando (2009), realizó un estudio en Managua con el propósito de introducir arreglos alternativos verticales, computados por métodos de función de transferencia sísmica de la superficie a diferentes profundidades. El uso un pozo, este estaba localizado en la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua UNAN-Managua. La función de transferencia fue evaluado por CPS (cross-power spectral ratio) y PS (power spectral ratio). Al final los resultados obtenidos de la función de transferencia sísmica fueron usados para elaborar perfiles de velocidad de corte, usando pequeñas frecuencia de terremotos y energía liberada.

En la actualidad hay una gran cantidad de estudios para determinar parámetros dinámicos del suelo en la ciudad de Managua; pero en sitios muy localizados. Estos estudios son elaborados con fines de diseños de estructuras de gran relevancia como edificio Pellas, INVERCASA, etc.

Descripción geotécnica de la estratigrafía de Managua

La ciudad de Managua no tiene una zonificación oficial geotécnica de la estratigrafía de suelos para el casco urbano y sus alrededores. Pero tenemos la clasificación del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC, 2007), los suelos están clasificados en cuatro grupos basados en la velocidad de onda de corte a una profundidad no menor de 10 metros, como se aprecia en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Clasificación de suelos de Managua (RNC, 2007)

Clasificación de suelos		
Tipos de suelo	Descripción de los suelos	Velocidad de onda de corte Vs(m/s)
Tipo I	Afloramiento rocoso	$V_s > 750$ m/s
Tipo II	Suelos firme	$360 < V_s \leq 750$ m/s
Tipo III	Suelo moderadamente blando	$180 \leq V_s \leq 360$ m/s
Tipo IV	Suelo muy blando	$V_s < 180$ m/s.

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Por otro lado se puede detallar la estratigráfica geotécnica del área de Managua basada en el estudio de Ulloa (2011), donde los suelos superficiales a 6 m de profundidad son materiales muy heterogéneos, correspondiendo a suelos del grupo Managua.

En la figura 2.9 se aprecia la identificación de cuatro calicatas realizadas en distintos puntos de Managua (Ulloa, 2011), además se detallan la profundidad de cada una y la clasificación geotécnica para cada uno de los suelos encontrados.

Calicata 2: Carretera Norte kilometro 1.8, reparto San Antonio

Calicata 3: Universidad Centro-Americana UCA

Calicata 4: Memirial Sandino

Calicata 5: Universidad Nacional Autonoma de Nicaragua UNAN-Managua

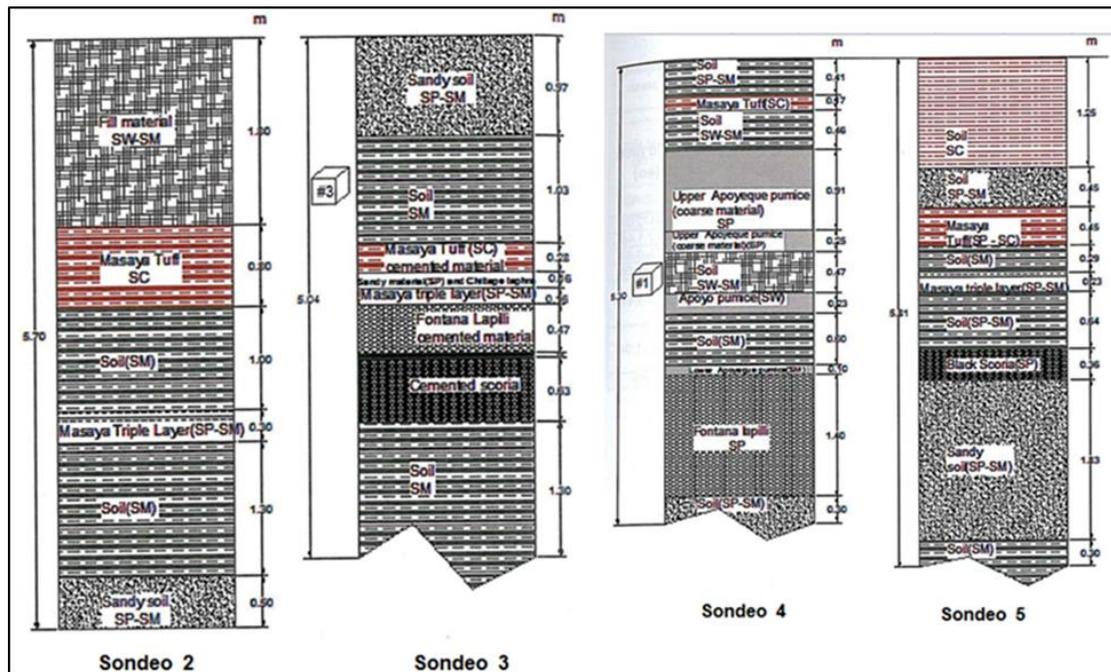


Figura 2.9. Sondeos realizados en distintas partes de Managua (Ulloa, 2011)

Primer capa de suelo: capa superficial (0m), corresponde a arena mal graduada con limos, donde presenta un color café amarillento. En algunos lugares de Managua es considerado como la capa de material vegetal (materia orgánica), este material fue clasificado como arena limosa mal graduada (SP-SM), aunque en otras partes de la ciudad esta primera capa fue clasificado como arena arcillosa (SC).

Toba Masaya: la profundidad varía de 0.15 a 2.0m, este material corresponde a la segunda capa encontrada en los sitios de investigación, puede ser clasificado como arena arcillosa (SC), mientras en otras áreas de la ciudad puede ser clasificado como arena arcillosa mal graduada (SP-SC), el color que presenta este suelo es gris verde oscuro (figura 2.9).

Por debajo de la toba Masaya hay un suelo fósil, el cual puede ser clasificado como arena limoso (SM), arena limosa mal graduada (SP-SM) o arena limosa bien graduada (SW-SM).

Triple capa Masaya: la profundidad varía de 2.00 a 3.60m, esta cuarta capa fue encontrada en varios sitios de la ciudad, compuesto por un sándwich de capas, principalmente de material arenoso, escoria gruesa; algo que mencionamos es que este material lo podemos encontrar en algunas partes de la ciudad como material cementado (figura 2.9).

La quinta capa es frecuentemente suelo fósil el cual está conformado por materiales arenosos tales como: arena limosa (SM), arena limosa mal graduada (SP-SM), o arena limosa bien graduada (SW-SM), estos suelos presentan un color café amarillento.

Pómez de Apoyeque superior: la profundidad varía de 2.20 a 3.60m, formado de dos materiales diferentes. La capa superior puede ser clasificada como arena con grava blanca mal graduada, mientras la capa inferior fue clasificada como arena mal graduada (SP) de color blanco (figura 2.9).

Por debajo de la capa pómez de Apoyeque hay usualmente un suelo fósil formado por suelos arenosos, el cual puede ser clasificado como arena limosa bien graduada (SW-SM).

Pómez de Apoyo: la profundidad varía de 3.00 a 4.0m, fue encontrado en pocos lugares, generalmente este material está compuesto por arenas de color blanco, clasificados como arenas bien graduados (SW). Por debajo de esta capa se encontró un suelo fósil formado por suelo arenoso (SM).

Lapilli Masaya (Lapilli Fontana): la profundidad varía de 3.20 a 4.60m, corresponde a la parte inferior del grupo Managua. Formada por arena pobremente graduada con grava negra, este material también conocido como escoria volcánica. En algunas partes de la ciudad este suelo fue encontrado en estado de cementado.

Por debajo de esta capa hay una arena mal graduada (SP), aunque en algunos casos se encuentra suelo arenoso. Este material puede ser arena limosa bien o mal graduada (SW-SM o SP-SM).

2.3.6. Sismicidad de la zona

La ocurrencia de terremotos en Nicaragua obedece a la ubicación del país en el margen pacífico de la placa tectónica del Caribe (figura 2.10). El movimiento relativo de la placa Coco es convergente con la placa Caribe a una tasa de ocho centímetros, estas chocan en las profundidades del Océano Pacífico, a poco más de 100 kilómetros frente a las costas nicaragüenses.

Las condiciones tectónicas de los alrededores de Managua desde el punto de vista urbanística, son inoportunas ante todo sobre la zona activa en el margen de la Depresión de Nicaragua y sobre la estructura pull-apart de Managua que divide este margen, donde estas condiciones representan una gran amenaza sísmica (INETER, 2002).

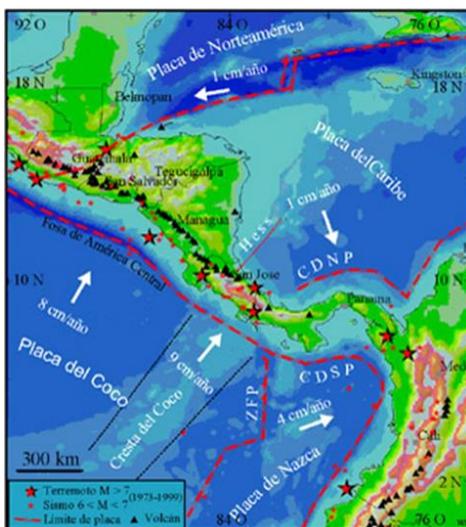


Figura 2.10. Mapa de Ambiente tectónico de Nicaragua (INETER, 2002)

Caracterización tectónica

Según Walther et al (2000) los sismos que pueden afectar Managua tienen como origen dos posibles escenarios:

1: Convergencia de las placas coco y Caribe en la zona de subducción en el pacífico.

2: Temblores superficiales ocurridos dentro de la corteza, en el interior de la Placa Caribe, por ejemplo el Graben Nicaragüense.

También destacamos que los sismos originados en la zona de subducción representa un riesgo menor para el área de la ciudad que aquellos ocasionados por el sistema local de fallas debido a sus magnitudes moderadas (Moore, 1990), la proximidad con la ciudad y la poca profundidad de su foco, de manera que pueden afectar seriamente las edificaciones y obras de infraestructuras existentes. Ejemplos de sismos de estas características que apoyan la hipótesis de (Moore, 1990) son los ocurridos en 1931 y 1972 que se detallaran posteriormente.

En cuanto al fallamiento de la ciudad se ha identificado tres posibles familias de fallas. Los dos primeros grupos corresponden a fallas que tienen orientación noreste-suroestes con desplazamiento lateral-izquierdo, y una segunda familia con rumbos noroeste-sureste y desplazamiento lateral-derecho. Un tercer y último grupo corresponde a las fallas del tipo normal que tienen una orientación norte-sur y provocan el ascenso del magma del interior de la tierra que permiten la formación de estructuras volcánicas como la Nejapa-Miraflores y Veracruz.

Historial de terremotos en Managua

La ciudad de Managua ha sufrido muchos daños severos por causa de terremotos a lo largo de la historia. Los terremotos más destructivos fueron los ocurridos en 1931, 1968 y 1972 (Knudson et al, 1974), podemos detallar un poco acerca de estos eventos:

El terremoto de 1931 fue provocado por la activación de la falla Estadio, este evento produjo la ruptura de 2 km longitudinales en la superficie. Además la intensidad en la escala de Mercalli fue de IX a X y su magnitud $M=5.6$, de esta manera causó aproximadamente 1100 de muertos y 15 millones de dólares en pérdidas materiales (Leeds, 1973).

Un segundo gran terremoto ocurrido en Managua fue el de 1968 el cual causo muchos daños en la Colonia Centro América localizado en la parte sur de esta ciudad. Algo característico de este terremoto fue su magnitud $M=4.5$ y la profundidad de epicentro de 5 km, al mismo tiempo una intensidad reportada de VII y la aceleración del terreno fue de 0.15g (Knudson et al, 1974).

El terremoto de 1972 ha sido uno de los eventos más devastadores en la historia de la ciudad de Managua provocado por el movimiento de la falla Tiscapa. La

mayor parte de las construcciones fueron destruidas por el tipo de material que se usaba en ese tiempo (taquezal, adobe y piedra cantera). Una característica muy significativa fue la máxima aceleración del terreno de 0.39g, su magnitud fue de 6.2 en la escala de Richter y su intensidad variable entre VIII-XII (Del valle, 1973). La profundidad del epicentro entre 8-10 km (Ward et al, 1974), donde más de 11000 personas aproximadamente perdieron la vida.

En esta investigación se usó el registro del acelorograma del terremoto de Managua de 1972, para la fase de modelación del talud en condición dinámica, por lo que es de interés conocer todas sus características peculiares como máxima aceleración registrada, intensidad y magnitud.

Terremoto de Managua de 1972

El 23 de Diciembre de 1972 Managua sufrió un terremoto de 6.20 Ms en la escala de Richter (Sozen & Mathiesen, 1975). A pesar de haber sido de baja magnitud el sismo alcanzó altas intensidades, entre VII y XII en la escala de Mercalli. Por lo que causó daños en 27 km², de los cuales destruyó 13 km² totalmente en el centro de la ciudad, dejando aproximadamente 11000 personas fallecidas y 20000 heridas. El epicentro se produjo en el sector oeste de Managua, el único acelerógrafo que lo registró estaba ubicado al este de la ciudad entre 2 y 8 km de profundidad (Dewey et al, 1974) , ocasionando la activación de la falla Chico Pelón, Los Bancos, Zogaib y Tiscapa, siendo esta última la principal causante de los daños.

Al momento del evento solamente funcionó uno de los tres acelerógrafos que estaban instalados. Los acelerógrafos de la UNAN y el Banco Central estaban con desperfectos, por consiguiente únicamente se obtuvo el registro del equipo ubicado en la refinería ESSO en el que la aceleración máxima registrada fue de 0.39 g (figura 2.11) en la dirección este-oeste. Posterior al evento principal se registraron varias réplicas, de magnitudes similares dentro de la ciudad y se sumaron a los efectos y daños del desastre debido a sus fuentes superficiales (Sozen & Mathiesen, 1975).

El Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (Earthquake Engineering Research Institute-EERI) enfatizó que las estructuras que habían sufrido mayores daños, se debió a su ubicación directa sobre las fallas que se activaron, de igual manera las mayores destrucciones fueron donde había estructuras de taquezal, atribuyendo esto a las malas construcciones y poca calidad de los materiales.

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

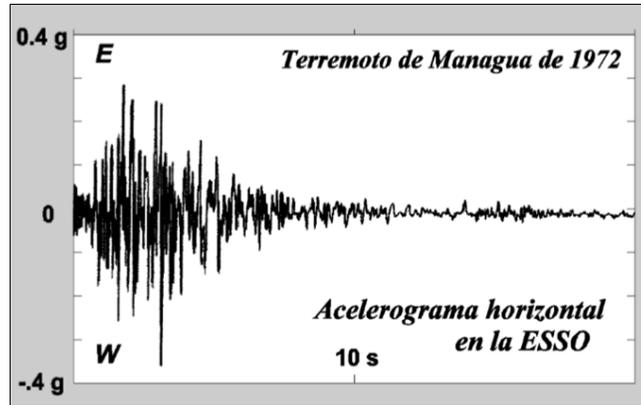


Figura 2.11. Acelerograma del terremoto de 1972, registrado en la estación la refinería de la ESSO (Hansen & Chavez, 1973)

Este terremoto alcanzó una intensidad de IX de la Escala de Mercalli en el centro de la ciudad y disminuyeron gradualmente en la periferia (figura 2.12), donde alcanzaron los grados VI y V en la misma escala (Hansen & Chavez, 1973).

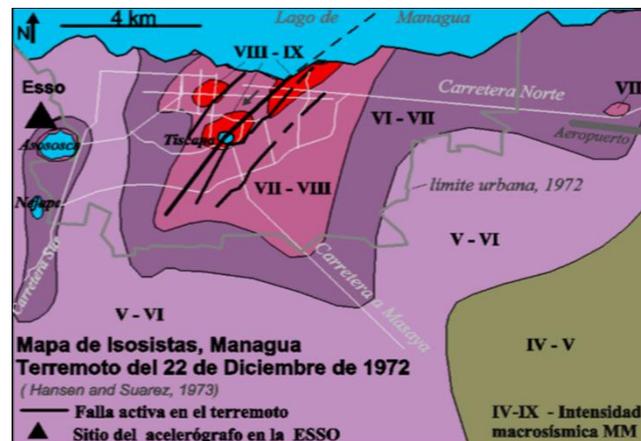


Figura 2.12. Mapa de Isosista del terremoto de 1972 de Managua (Hansen & Chavez, 1973)

2.3.7. Hidrología de la zona

En general la precipitación de la ciudad de Managua, predominan las precipitaciones del tipo convectivo, es decir alcanzando sus valores máximos entre las 14:00 y 16:00 horas, principalmente en el mes de Julio.

Las precipitaciones acumuladas mensuales en Managua son mayores a 67 mm e inferiores a 126 mm, en Mayo y Junio. En los meses de Junio, Septiembre y Octubre, dichos acumulados superan los 300 mm. En Managua, durante los meses de Mayo, Julio y Agosto, los totales mensuales superan los 105 mm (INETER, 2003).

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En base al comportamiento de las principales variables climatológicas, se puede concluir de forma general que el Departamento de Managua se caracteriza Hidrológicamente por tener en la zona norte valores bajos de precipitación y de humedad relativa, alta temperaturas y un fuerte índice de evaporación, lo que demuestra una evidente falta de humedad atmosférica (figura 2.13). No así en la parte Suroeste, que presenta todo lo contrario, ya que ésta posee un alto contenido de agua durante 6 a 7 meses (INETER, 2003), permitiendo una mayor productividad de los suelos. También en la zona Sureste se registran las mayores precipitaciones, las que proporcionan niveles altos de almacenamiento de agua durante los meses lluviosos.

La precipitación en la Loma de Chico pelón está muy asociada a la precipitación general del área de la ciudad y sus alrededores, la cual en los meses de Junio, Septiembre y Octubre se presentan las mayores precipitaciones variando entre 300 - 450mm (INETER, 2003).



Figura 2.13. Aspectos hidrológicos de la ciudad de Managua (INETER, 2002)

3. MARCO TEORICO

3.1. Aspectos generales de estabilidad de taludes

Los procesos geotécnicos activos de los taludes corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Por otro lado tenemos que los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos (Suarez, 1998). En la figura 3.1 se aprecia que algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras que otros se mueven hacia abajo. También el esquema muestra los diferentes elementos que conforman un movimiento de masa (deslizamiento).

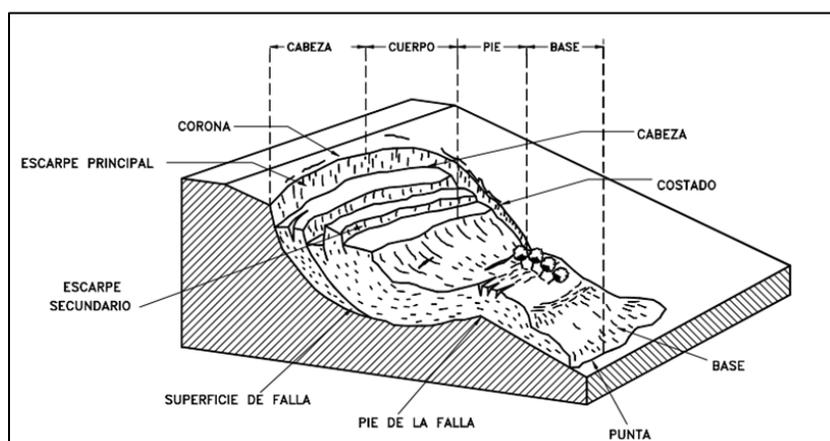


Figura 3.1. Nomenclatura o detalle de un deslizamiento (Suarez, 1998)

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento (Fellenius, 1936), esto puede estar asociado en parte por las propiedades del suelo, pendiente del talud, cargas actuantes, es decir, que un talud sea estable o inestable depende de los tipos de materiales que lo conforman y de las consideraciones de carga que se aplican (cargas estáticas y dinámicas).

Existen ciertas diferencias que caracterizan un talud construido por el hombre y una ladera natural, entre los cuales tenemos tipos de materiales que lo conforma, historia geológica, condiciones climáticas a lo largo de tal historia y de la influencia del hombre que ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado (Suarez, 2011). Esta historia y origen de la formación de taludes, están asociados con los tipos de materiales, a la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y a la influencia de condiciones climáticas, que a la vez influyen decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

3.1.1. Definición y tipos de taludes

Definición de Talud: un talud es cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal, aunque también podemos definir un talud como las obras que normalmente se construyen (excavaciones como terraplenes, presas, diques, etc.) conocidos como taludes artificiales, estas inclinaciones deben garantizar la estabilidad de la obra (Bishop A. , 1960); por otro lado un talud puede ser de origen natural.

Talud natural: cuando el talud se forma de origen natural, se dice que no existe intervención humana la cual influyo en su debida formación de esta manera se define un talud natural o también conocido como ladera (Corominas & Yague, 1997).

Talud artificial: cuando nos referimos a los taludes artificiales, destacamos que existe intervención del hombre la cual influyo en su formación, citaremos algunos ejemplos: (cortes, presas, relleno, terraplenes, entre otros) (Nemcok, Pasek, & Ryber, 1972).

En ciertos trabajos de la Ingeniería Civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra tal es el caso de terraplenes en caminos viales, en presas de tierras, canales, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud que en este caso juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra (Ayala, 1987).

3.2. Tipo de falla más común en Taludes

3.2.1. Introducción

Al estudiar un fenómeno complejo de los tipos de fallas en taludes, como las roturas de ladera, movimientos de masas de suelos es necesario identificar estos tipos de fallas (Varnes, 1978) y caracterizar los distintos tipos de comportamiento y clasificarlos adecuadamente.

Este interés en clasificar los diferentes tipos de fallas presentes en taludes radica en los conocimientos que el ingeniero puede adquirir del tema y de esta manera pueda aplicar las técnicas de solución más apropiada de las medidas de contención y estabilización de los taludes, que dependen en gran medida del conocimiento preciso del tipo de mecanismo actuante, su velocidad y dimensiones. Por otro lado una incorrecta apreciación del mecanismo de rotura, puede tener como consecuencia que las soluciones adoptadas para estabilizarla sean ineficaces y a veces pongan en peligro vidas humanas, en el caso que una

población se vea afectada ante un fenómeno de inestabilidad de taludes (Das, 1985).

Esta clasificación que se detalla a continuación corresponde a los tipos de falla que puede ocurrir en los taludes y a la vez poder diferenciar perfectamente una respecto otra (Varnes, 1978), ya que en la actualidad se puede estar en un error al decir la falla que se presenta en este talud es de tal tipo, es por tal razón esta clasificación.

3.2.1.1. Falla por desprendimientos o caídas

Generalmente el desprendimiento se origina por la rotura de una masa de suelo o roca de una pared empinada o acantilado (Varnes, 1978). Una característica del movimiento es su caída libre y posterior rebote o pueda rodar, en el cual todo el material quedaría al pie del talud. Es frecuente que al impactar contra la superficie del terreno, la masa caída se fragmente o rompa, cabe mencionar que el movimiento es muy rápido.

En pendientes superiores a los 76° el movimiento 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 del movimiento se realiza por rodadura y eventualmente por deslizamiento, como es el caso de la figura 3.2, como la ladera tiene menos que 90° de inclinación los desprendimientos se dan por rodaduras (Varnes, 1978).



Figura 3.2. Mecanismos de desprendimiento y colapso (Nemcok, Pasek, & Ryber, 1972)

3.2.1.2. Falla por vuelco

Vuelco por flexión: Tiene lugar en rocas con un sistema o mecanismo de discontinuidades o fracturamiento de las mismas, las columnas continuas cuando se doblan hacia delante se rompen por flexión (Das, 1985).

Desplome: Este tipo de falla es provocada por falta de apoyo en las rocas, es decir, que suele tratarse de rocas que caen por una ladera, debido a la pérdida del apoyo que las sustentaba, estos movimientos se producen en bordes acantilados rocosos o de materiales areno-arcillosos compactados, a este tipo de falla por vuelco se le llama desplome (Nemcok, Pasek, & Ryber, 1972).

En la figura 3.3 se aprecia el tipo de falla por vuelco (vuelco por flexión y desplome), que ilustra lo antes descrito.

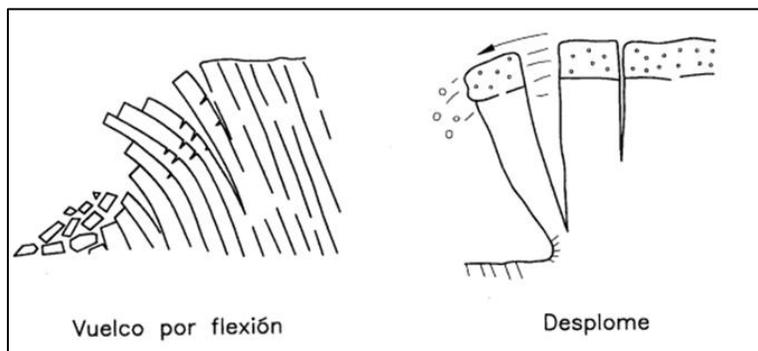


Figura 3.3. Mecanismos de fallas por vuelco (Corominas & García, 1997)

3.2.1.3. Falla por expansiones laterales

En este tipo de falla se distinguen dos tipos de extensiones laterales: La fracturación y extensión de material compacto (tanto suelo como roca), esto se debe a la licuefacción del material que puede ocurrir (Das, 1985). Es característico de sedimentos arcillosos (arcillas sensibles) depositados en mares poco profundos y lagos localizados alrededor de los antiguos casquetes de hielo en Noruega, Canadá y Alaska. Este inicia por un deslizamiento rotacional o una sacudida sísmica que remoldea la arcilla de forma casi instantánea convirtiéndola en un líquido denso arrastrando bloques de material pesado, el movimiento progresa con gran rapidez en áreas inmensas a lo largo de varias partes del Mundo.

3.2.1.4. Falla por Coladas o flujos

Son masas de material sin cohesión que fluye como un fluido viscoso al sobrepasar su límite líquido, pueden formarse en cualquier material poco consolidado y hasta en rocas (Suarez, 1998). Se pueden desplazar grandes distancias, además son fenómenos básicamente estacionales, este tipo de movimiento de suelo se clasifica según el material que moviliza y se muestra a continuación:

Flujo de lodo: volúmenes variables de material fino con alto contenido de limos y arcillas. Por otro lado están relacionadas con factores como la pendiente de la ladera y la cantidad de agua involucrada en la movilización del material.

Flujo de tierra: suelen presentar grandes volúmenes de material terroso con menos de 2 mm de diámetro predominando limos y arcillas, los movimientos que generan es en formas de lengua.

Flujo de detritos: suelen involucrar volúmenes de hasta 10.000 m³ de material grueso de diferente diámetro que incluye bloques de rocas y roca descompuesta. Generan trazas lineales bien definidas como un corredor alargado con embudos en los extremos, generalmente con conexión con la red de drenaje. Las velocidades de movilización suelen ser muy rápidas.

3.2.1.5. Falla por deslizamiento

Este tipo de movimiento de terreno se caracteriza por tener una superficie de falla por donde se moviliza el suelo como se aprecia en la figura 3.4, este se subdivide dependiendo de la profundidad del suelo movilizado y también de la forma la superficie de falla (Lewis, 2007).

A continuación presentamos una clasificación más detallada de los tipos de fallas por deslizamientos (Varnes, 1978):

Deslizamientos peliculares o superficiales

Presenta una superficie de deslizamiento y provoca cambios notables de la estructura del suelo. El material deslizado es generalmente delimitado por un estrato, es decir, superficial. Los suelos que se ven principalmente afectados son las cubiertas de suelo o depósitos superficiales provenientes de la escorrentía.

Deslizamientos rotacionales o circulares

Se caracteriza por poseer un movimiento relativamente lento de una masa de suelo y roca, a lo largo de una superficie de ruptura en forma circular (que coincide con la de transporte) sobre la cual se mueve una masa. En su fase inicial existe poca distorsión de los materiales, a medida que la masa se desplaza, los materiales se dislocan progresivamente y el mecanismo de inestabilidad se convierte en complejo.

Deslizamientos traslacionales

El movimiento que describe es como el de un bloque de suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento planar. Además se originan en zonas que presentan superficies de discontinuidad, sobre planos de fallas o sistemas a favor de la pendiente del terreno.

Deslizamientos complejos

Estos deslizamientos han ocurrido a través de la historia y han venido evolucionando de forma muy lenta. También son deslizamientos permanentes, regidos por la acción de los esfuerzos residuales posteriores a la fase de ruptura, donde pueden llegar a cubrir varios kilómetros cuadrados de superficie, involucrando cientos y hasta miles de millones de metros cúbicos de masa en movimiento y hasta algunas centenas de metros de profundidad.

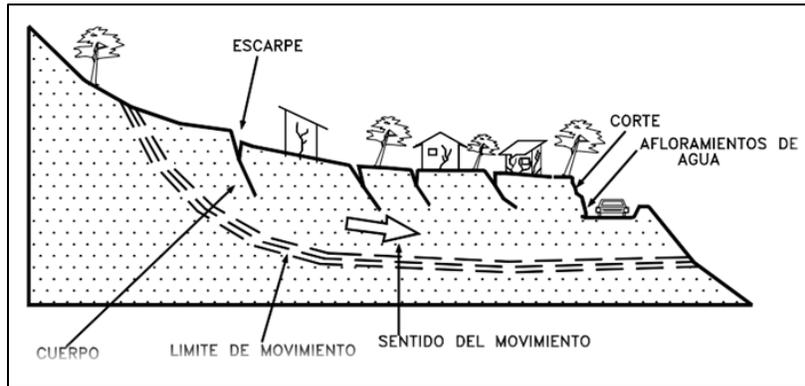


Figura 3.4. Deslizamiento en un talud (Lewis, 2007)

Al momento de realizar la evaluación de estabilidad del talud, en el siguiente trabajo, se consideró tres condiciones en las que pueda fallar un talud, tomando como referencia el factor de seguridad detallado más adelante, dichas condiciones son: rotura por pie, rotura por talud y rotura por la base (figura 3.5).

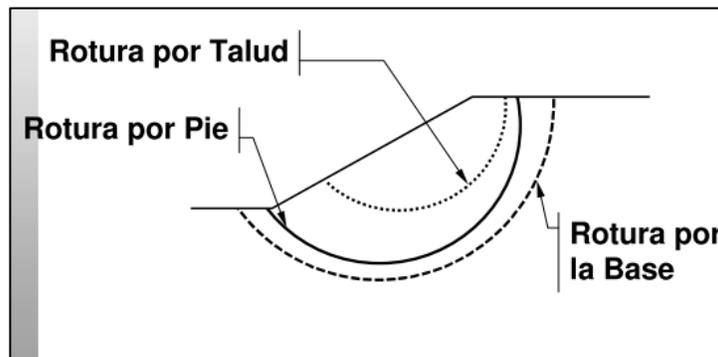


Figura 3.5. Fallas consideradas en un talud (Lewis, 2007)

3.3. Métodos de análisis para la estabilidad de taludes

La estabilidad de taludes es uno de los análisis numéricos más utilizados en ingeniería geotécnica, por lo que la importancia radica en encontrar las masas potenciales que se deslizaran dividiéndolas en dovelas, este análisis se introdujo en el siglo XX, (Petterson, 1955); otro análisis de estabilidad de taludes se introdujo en Suecia, donde la superficie de falla fue asumida como circular y la masa se dividió en dovelas, (Fellenius, 1936), otros investigadores (Janbu & Bishop, 1954) desarrollaron avances en el método anterior, pero con la invención de las computadoras realizaron procedimientos iterativos, esto impulso el método de (Morgenstern & Price, 1965) y (Spencer, 1967).

Por lo que existen una gran cantidad de métodos para evaluar la inestabilidad de taludes, desde los elaborados para condiciones estáticas hasta los elaborados para determinar el comportamiento dinámico de los taludes, a continuación se abordaran los métodos utilizados en la presente investigación con el fin de adquirir un mejor conocimiento.

3.3.1. Método de equilibrio de límite

Los movimientos de los taludes han sido estudiados desde muchos años mediante la aplicación de los métodos de equilibrio límite, los cuales se basan en las propiedades de resistencia del suelo, sin embargo no se usa la relación esfuerzo-deformación para su respectivo análisis. Las propiedades de esfuerzo-deformación son requeridas principalmente cuando se utilizan los métodos de elementos finitos (Kramer, 1996).

El método de equilibrio límite supone el equilibrio de fuerzas y momentos de una masa de suelo debajo de una superficie de falla, el suelo debajo de la superficie de falla se asume rígido, además el método asume que todo el esfuerzo de corte disponible se mueve a la misma proporción en la superficie de falla, esto da como resultado un factor de seguridad constante a través de la superficie de falla, debido a que se asume como un material rígido por debajo de la superficie de falla, con este método no es posible obtener deformaciones en el talud (Kramer, 1996).

Para llevar a cabo este análisis se puede estudiar directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa que se desliza en tajadas o dovelas. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión y aplicación (Kramer, 1996). En la tabla 3.1 se

muestran algunos métodos de equilibrio límite y su aplicabilidad en diferentes tipos de condiciones.

Tabla 3.1. Método más importante para estabilidad de taludes (Abramson & Boyce, 2002)

Métodos de Equilibrio de Limite	Superficie de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> ✗. No considera fuerzas entre las dovelas ✗. No satisface equilibrio de fuerzas ✗. El procedimiento del método es simple ✗. Impreciso para taludes planos ✗. Factores de seguridad bajos
Bishop Simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momento	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Las fuerzas de cortante entre dovelas son=0 ✗. Reduce número de incógnitas ✗. No se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Jambú Simplificado (Jambu 1968)	De cualquier de las superficies de falla	De fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Las fuerzas de cortante entre dovelas son=0 ✗. No satisface equilibrio de momentos ✗. Utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. ✗. Los factores de seguridad son bajos
Sueco Modificado U.S. Army of Engineers (1970)	De cualquier de las superficies de falla	De fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno ✗. Los factores de seguridad son altos
Spencer (1967)	De cualquier de las superficies de falla	Momento y fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada ✗. Satisface el equilibrio estático
Morgenstern y Price (1965)	De cualquier de las superficies de falla	Momento y fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado ✗. El método es muy similar al método Spencer
Elementos finitos	De cualquier de las superficies de falla	Analiza esfuerzos y deformaciones	<ul style="list-style-type: none"> ✗. Satisface todas las condiciones de esfuerzo ✗. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos.

Los métodos utilizados en el presente estudio fueron Spencer y Morgenstern- Price ya que estos métodos son aplicados para analizar toda superficie de falla además satisface el equilibrio de fuerzas y momentos, por lo que son los más precisos, es por esto que a continuación los detallamos.

Método Spencer

Este método satisface fuerzas y momentos de equilibrio y se limita a una función constante de fuerzas entre las particiones. Calcula el valor de lambda y halla el mismo factor de seguridad para el momento y la fuerza de equilibrio.

Los métodos de Morgenstern-Price y Spencer, con ayuda de computadoras hicieron posible los procedimientos iterativos en el método del límite de equilibrio y esto permite involucrar fórmulas matemáticas más rigurosas que incluyen todas las fuerzas entre particiones y satisfacen también las ecuaciones estáticas.

Método de Morgenstern y Price

Este método 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.

Factor de Seguridad (FS)

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña, es decir, diseñar con el valor más bajo del FS. El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta (Fellenius, 1936), la ecuación 3.1 determina el FS es:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad \text{Ec.3.1}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro, tenemos momentos resistentes y actuantes (ecuación 3.2):

$$FS = \frac{\text{Momento resistente disponible del talud}}{\text{Momento actuante en el talud}} \quad \text{Ec.3.2}$$

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “límite de equilibrio” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad (Mendoza, Domínguez, & Melara, 2001).

3.3.1.1. Superficie de Falla

El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento; sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente.

En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla. Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina superficie crítica de falla.

Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca la inestabilidad; pero pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis (Abramson & Boyce, 2002).

Formas de la superficie de falla

Las técnicas de límite de equilibrio se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas. Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de éstas.

Cuando existen discontinuidades planas en la roca o en el suelo del talud, se acostumbra realizar el análisis de falla a traslación. Esta técnica asume el deslizamiento traslacional de un cuerpo rígido a lo largo de un plano o a lo largo de la intersección de dos planos, como el caso de la falla en cuña.

En los suelos o rocas blandas, las superficies de falla a deslizamiento, tienden a tener una superficie curva. A estas superficies se les conoce como (círculos de falla o superficies de falla rotacionales). En los análisis de estabilidad de taludes, se debe determinar la localización de la superficie crítica de falla y el factor de seguridad más bajo a lo largo de esta superficie (Abramson & Boyce, 2002).

3.3.2. Modelos Numéricos continuos para estabilidad de taludes

Los modelos continuos son los mejores para analizar taludes de suelo, de roca masiva intacta, rocas blandas o materiales tan fracturados que se comportan como suelos (Suárez, 2011).

El análisis con masas continuas utilizado en la estabilidad de taludes, incluye los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas. En ambos, el área problema se divide o discretiza en un grupo de subdominios o elementos. La solución del problema se basa en aproximaciones numéricas a las ecuaciones de equilibrio, esfuerzo-deformación y deformación-desplazamiento (Suárez, 2011).

A continuación se explicará el método de elementos finitos que se utilizara en ésta tesis.

3.3.2.1. Método de Elementos Finitos

En general el método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir los siguientes parámetros:

- Dominio: espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- Condiciones de contorno: variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema: cargas, desplazamientos, temperaturas, voltaje, focos de calor.
- Incógnitas: variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema: desplazamientos, tensiones, temperaturas.

La figura 3.6 hace referencia a todos estos parámetros, que considera el método de elementos finitos, discretizar un problema, en magnitudes pequeñas.

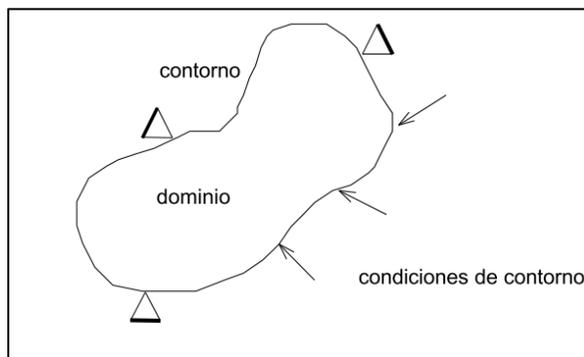


Figura 3.6. Parámetros que considera el MEF (Geo-studio, 2004)

El método de los elementos finitos supone, para solucionar el problema, el dominio discretizado en subdominios denominados elementos. El dominio se divide mediante puntos (en el caso lineal), mediante líneas (bidimensional) o superficies (tridimensional) imaginarias, de forma que el dominio total en estudio se aproxime mediante el conjunto de porciones (elementos) en que se subdivide.

Al mismo tiempo los define por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre si los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema. En el caso de elementos estructurales estas incógnitas son los desplazamientos nodales, ya que a partir de éstos podemos calcular el resto de incógnitas que nos interesen: tensiones, deformaciones, desplazamientos (Mendoza & Gabino, 2005).

La evaluación de estabilidad de taludes con la aplicación del método de equilibrio límite este tiene muchas limitaciones comparados con la aplicación de métodos de elementos finitos ya que este incluye relaciones de esfuerzo-deformación de los diversos suelos de un talud; (Clough & Woodward, 1967), introdujeron el MEF a la ingeniería geotécnica al examinar el comportamiento de un dique de tierra usando una ley constitutiva no lineal, fue así que se convirtió en una herramienta potencial para analizar el comportamiento de los materiales en la mecánica de suelos.

Existen dos métodos de análisis por medio de elementos finitos, método directo que se explica un poco a continuación y el método indirecto (Mendoza & Gabino, 2005).

Método directo: simulación del colapso

Este método fue planteado por (Zienkiewics & Taylor, 1975), está basado en la localización de la superficie potencial de falla para posteriormente calcular el factor de seguridad global.

La simulación de la falla se determinara a través de la reducción progresiva de los parámetros de suelo resistentes, o alternativamente por el aumento de la sobrecarga del suelo. En el último caso el factor de seguridad está en función de la carga y deberá interpretarse como el coeficiente que va a aumentar la carga para que se genere la falla en el suelo.

La reducción de los parámetros de resistencia del suelo (suelo seco o saturado) está dado por la ecuación 3.3 y la ecuación 3.4:

$$C' = \frac{c}{M} \quad \text{Ec.3.3}$$

$$\tan\Phi' = \frac{\tan\Phi}{M} \quad \text{Ec.3.4}$$

Dónde:

M = parámetro de reducción

c' = cohesión reducida

c = cohesión

Φ' = ángulo de fricción reducido

Φ = ángulo de fricción

Esto ocurre por análisis sucesivos no lineales por MEF hasta la falla del talud cuando $M = FS$ (Factor de seguridad global). Esta técnica de simulación de colapso depende de un esquema numérico empleado en el análisis por MEF, mediante la solución con un sistema de ecuaciones no lineales. De acuerdo con el sistema de ecuaciones, la no convergencia de la solución numérica determinaría el colapso del talud o puede estar asociado a la dificultad numérica del propio algoritmo utilizado en la solución del sistema de ecuaciones, lo que requeriría un incremento de carga más pequeño y un número mayor de iteraciones para conseguir la convergencia numérica.

Método Indirecto: Equilibrio límite mejorado

Este método fue propuesto por (Brown & King, 1966), en este método la zona de tensión es calculada inicialmente mediante un análisis de elementos finitos y seguidamente se calcula el factor de seguridad global utilizando el método de equilibrio límite. La diferencia con el método directo es que aquí no se requiere de un gran esfuerzo computacional, variándose repetidamente los parámetros de resistencia del material hasta que se produzca la falla o incluso una relación constitutiva elasto-plástica y pueden considerarse relaciones de tensión deformación tan simples como los modelos lineales o hiperbólicos. El factor de seguridad global es calculado de la misma manera que el método tradicional de equilibrio límite.

En la figura 3.7 A) se muestra cómo actúan los esfuerzos en la superficie de falla del talud, donde AB representan el inicio y el final de la superficie de falla además de los esfuerzos normales y de corte en un punto dado, de los datos físicos y geo mecánicos del material es posible trazar la función esfuerzo cortante en la longitud del talud.

En la figura 3.7 B) se aprecia la función superior representa los esfuerzos resistentes, la función inferior representa los esfuerzos sobre la superficie de falla (esfuerzos actuantes). Ambas distribuciones a lo largo de la superficie AB han sido calculadas utilizando elementos finitos.

Las siguientes expresiones determinan el factor de seguridad utilizando las ecuaciones 3.5, 3.6 y 3.7.

$$FS = \frac{Esf.Resist}{Esf.Act} = \frac{\int_A^B s dl}{\int_A^B \tau dl} = \frac{\sum_{i=1}^n [\sigma_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad Ec.3.5$$

Dónde:

$$\tau = \frac{\sigma_{yi} - \sigma_{xi}}{2} \sin 2\alpha_i + \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad Ec.3.6$$

$$s = \sigma_{xi} \sin^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \quad Ec.3.7$$

Dónde:

s = esfuerzo de corte resistente

τ = Esfuerzo de corte actuante

l = longitud

σ_{yi}, σ_{xi} = vectores del esfuerzo normal en componentes x, y en el punto i

α = ángulo con respecto de la horizontal del punto i

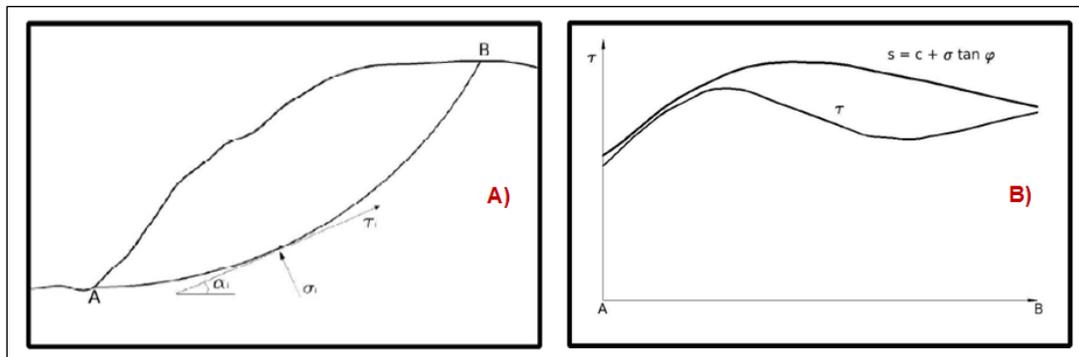


Figura 3.7. A) Esfuerzos actuando en la superficie de falla y B) Distribución de esfuerzos cortantes resistentes y actuantes (Mendoza y Gabino 2005)

El método de elementos finitos es hoy en día el más utilizado y probablemente, el modelo numérico más versátil para el análisis de estabilidad de taludes. Las

principales ventajas y desventajas del método de elementos finitos se resumen en los siguientes puntos.

Ventajas del método de elementos finitos en la estabilidad de taludes:

- Se puede considerar el comportamiento no lineal de los materiales en la totalidad del dominio analizado.
- Es posible modelar la secuencia de excavación incluyendo la instalación de refuerzos y sistemas de estructura de soporte.
- La falla es progresiva.
- Los detalles estructurales de juntas o fisuras cercanas pueden modelarse utilizando una técnica de homogenización.
- Se puede introducir un comportamiento de los materiales con base en el tiempo.
- El sistema de ecuaciones es simétrico con excepción de los problemas elasto-plásticos y de flujo.
- Se puede emplear una formulación convencional de deformaciones para la mayoría de las posibilidades de carga.
- Se han desarrollado formulaciones especiales para incluir el análisis del agua subterránea.

Desventajas de los métodos de elementos finitos:

- Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria dependiendo de la estructura general de los taludes.
- La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.
- El método no es apropiado para rocas muy fracturadas o suelos altamente fisurados.

3.3.2.2. Método desplazamiento de Newmark

El análisis de desplazamientos que propuso (Newmark, 1965) se basa en el supuesto de un bloque que desliza sobre una superficie inclinada, el cual está sujeto a aceleración basal como se muestra en la figura 3.8.

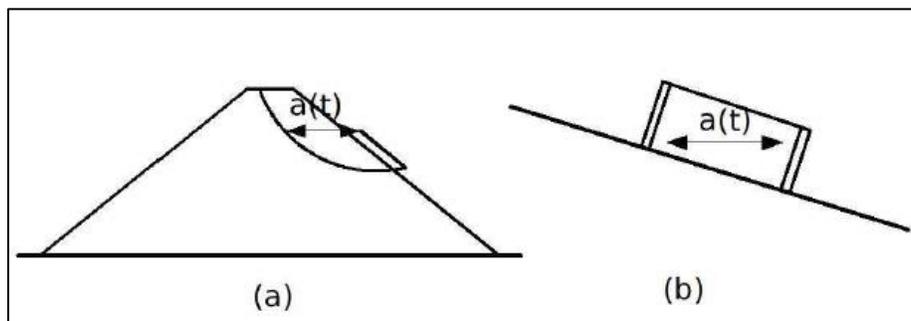


Figura 3.8. Representación esquemática del bloque deslizando (Newmark 1965)

Se define aceleración de rotura A_R , como aquella aceleración límite, por sobre la cual se producirá el deslizamiento del bloque, o en otras palabras, la mínima aceleración del suelo requerida para superar la máxima resistencia del bloque deslizando.

En el método de Newmark, se calcula la aceleración de rotura en función de un factor de seguridad estático y la geometría del talud. Cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden el valor de A_R , el bloque se mueve; el resto del tiempo el bloque permanece en reposo. De esta forma, se calcula la deformación acumulada durante todo el sismo (Sepulveda, 2011).

3.3.3. Análisis computacional para la estabilidad de taludes

El software Geo-studio es un grupo de programas que permiten modelar problemas geotécnicos, geo-ambientales, ingeniería civil e ingeniería de minas. Este será utilizado con el fin de modelar el talud, con el cual se obtendrá el factor de seguridad estático por equilibrio límite y el factor de seguridad dinámico por el método de elementos finitos, (Geo-studio, 2007).

Paquete de programas incorporados en el software Geo-studio:

- Análisis geo estático inicial con el programa, Quake/W
- Análisis de estabilidad de talud por medio de equilibrio límite Slope/W
- Análisis dinámico por sismo, Quake/W
- Método de deformaciones de Newmark, Slope/W
- Modelo de re-distribución de esfuerzos, Sigma/W

3.3.3.1. Generalidades de los programas que fueron utilizados

Slope/W y Quake/W, paquetes incorporados del software Geo-Studio, estos se utilizaron para la evaluación de estabilidad de taludes para nuestro trabajo investigativo.

Slope/W

Hoy en día el estudio de estabilidad de taludes es un tema muy común en el análisis numérico en ingeniería geotécnica y existen softwares de estabilidad de taludes que hace posible este análisis complejo con diferentes tipos de condiciones in situ.

Para la presente investigación utilizaremos el paquete SLOPE/W 2007, que permite realizar análisis de estabilidad mediante equilibrio límite y elementos finitos, tanto para rocas como para suelos, utilizando los criterios de rotura de Mohr-Coulomb, (Geo-studio, 2007).

Factores que deben tomar en cuenta para el análisis con Slope/W:

- Geometría: descripción de la estratigrafía y la potencial forma de la superficie de falla.
- Resistencia del suelo: parámetros usados para describir la resistencia del suelo (C, Φ , γ , etc.)
- Presión de poro debida al agua: esto significa definir las condiciones de presión de poro actuantes en la ladera.
- Esfuerzos externos: como sobrecargas, cargas dinámicas por sismo, etc.
- Refuerzos o interacción suelo estructura: indicar las características de geo textiles, soil-nailing, muros, estacas, etc.

Para el caso del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, los parámetros necesarios para el cálculo son el peso específico, el ángulo de fricción y el valor de la cohesión (Geo-studio, 2007), todos ellos introducidos a través de cuadros de texto en una pantalla secundaria.

La geometría del perfil analizado, se puede representar con estratos de distintos materiales, así como líneas piezométricas y cargas externas, se puede definir de dos maneras distintas, una directamente desde la pantalla de trabajo de Slope/W, esto se realiza a partir de unos ejes y una cuadrícula definidos anteriormente, estos se definen en función de la escala y las necesidades del trabajo, y otra forma es mediante un programa externo de dibujo e importarlo a Slope/W en formato dxf, en este caso, se tendrá que realizar un ajuste de escala una vez el perfil se encuentre en Slope/W (Geo-studio, 2007).

Slope/W permite la obtención de Factores de Seguridad según los métodos de Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), GLE (General Limit Equilibrium method), Janbu generalized (1968), Corps of Engineers (1970), Lowe-Karafiath (1960), Sarma (1973), Bishop, Ordinary y Janbu.

El programa es capaz de generar superficies de rotura curvas que se pueden definir de distintas formas, en el presente trabajo se utilizara ENTRY AND EXIT, que define la superficie de rotura mediante intervalos en el perfil en los que la superficie de rotura puede entrar y salir.

Una vez solucionado el problema de estabilidad, el programa proporciona el factor de seguridad asociado a la superficie de rotura determinada, o a la más desfavorable (Geo-studio, 2004). En el caso de no tener definida completamente la superficie de rotura, el programa nos puede facilitar las superficies de rotura más desfavorables así como sus factores de seguridad asociados. Otras de las opciones proporcionadas por el programa son las de facilitar la masa y volumen total de material desplazada, y la posibilidad de la representación gráfica y numérica de las fuerzas que actúan en cada una de las rebanadas en las que se divide la superficie de rotura.

Quake/W

Quake/W es el programa geotécnico basado en elementos finitos que analiza la ladera de forma dinámica para lo cual se introduce un acelerograma, este programa analiza los esfuerzos en cada punto del acelerograma y calcula el incremento de aceleración en cada punto de la ladera.

El concepto principal en el que está basado un análisis de elementos finitos es la subdivisión del problema en pequeñas partes. Esto permite describir el comportamiento de cada una de ellas individualmente, para luego volver a unir las y obtener el comportamiento del problema como un todo. Quake/W utiliza una malla de elementos finitos para representar estas pequeñas partes unidas como un todo.

Quake/W aplica entonces, sobre la malla de elementos finitos, el movimiento provocado por el sismo con el cual se desea analizar la estructura modelada. La malla de elementos finitos responderá a este movimiento dependiendo del registro sísmico utilizado para el análisis, de la geometría del modelo, del marco de referencia que se le asigne al problema y de las propiedades de los materiales que componen el modelo.

La acción del sismo se analiza cada cierto intervalo de tiempo, llamado time step en la aplicación, obteniéndose así resultados parciales que afectan las propiedades de los materiales. Con estas nuevas propiedades de los materiales se analiza el modelo en el siguiente time step y así sucesivamente hasta que termina el registro sísmico.

A grandes rasgos, los principales aspectos de un análisis dinámico son:

- Condiciones de frontera
 - Propiedades de los materiales
 - Condiciones iniciales de esfuerzos
 - Fuerzas dinámicas (sismo)
 - Integración temporal (time steps a través del registro sísmico)
- **Condiciones de frontera:** quake/W ha sido programado para que el movimiento de la estructura o dominio sea relativo a algún tipo de desplazamiento especificado. La función de las condiciones de frontera, entonces, es dar al problema un marco de referencia.
 - **Propiedades de los materiales:** las propiedades de los materiales que utiliza Quake/W pueden dividirse en dos grupos, las referentes a la rigidez del suelo y las relacionadas a la generación de exceso de presión de poros. Las primeras se encargan de definir el módulo de rigidez al cortante, el amortiguamiento y el módulo de Poisson, mientras que las segundas se refieren a la presión de poros antes, durante y después del sismo.

Los únicos elementos indispensables para realizar un análisis dinámico son la rigidez y el amortiguamiento. Ambos pueden ser definidos como una constante o como una función, ya sea en el análisis lineal-elástico o en el análisis lineal-equivalente.

Para en caso de nuestra investigación utilizaremos el modelo lineal equivalente que describimos a continuación:

Modelo lineal-equivalente: la principal diferencia con el modelo lineal-elástico es que en este caso la rigidez del suelo (ya sea E ó G) se modifica en respuesta a las deformaciones computadas. En un modelo lineal-equivalente, lo que hace QUAKE/W es iniciar el análisis dinámico con E ó G dados, correr el sismo especificado e identificar la deformación por esfuerzo cortante cíclico pico en cada integración numérica de Gauss, para cada elemento. El módulo de corte se modifica entonces de acuerdo a una Función de Reducción de G especificada y el proceso se repite hasta que las modificaciones en G estén dentro de una tolerancia especificada por el usuario. Vale la pena mencionar que G es constante durante el sismo y que solo cambia de un time step al otro, pero dentro de un mismo time step se mantiene constante.

Módulo de cortante y reducción del módulo de corte (G/G_{max}): el módulo de rigidez al cortante depende principalmente de la magnitud de la deformación por cortante, las deformaciones unitarias por cortante desarrolladas durante los terremotos pueden oscilar entre $10^{-3}\%$ en sismos pequeños y $10^{-1}\%$ para sismos mayores y la deformación máxima unitaria será diferente en cada ciclo.

Función de reducción de G: el suelo tiende a ablandarse en respuesta a deformaciones por esfuerzo de corte cíclico y este ablandamiento se suele describir como G/G_{\max} (función de reducción de G). El procedimiento que utiliza QUAKE/W para estimar la función de reducción de G, este fue desarrollado por Ishibashi y Zhang (1993), las ecuaciones 3.8, 3.9 y 3.10 definen G/G_{\max} como:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI)(\sigma' m)^{m(\gamma, PI) - m_o} \quad G_{\max} = \rho * V_s^2 \quad \rho = \gamma/g \quad V_s = 88N^{0.34} \quad \text{Ec.3.8}$$

Dónde:

σ'_m : Esfuerzos efectivos de confinamiento
 γ : Deformación por esfuerzo de corte cíclico
 PI: Índice de plasticidad del material
 G_{\max} =módulo de corte máximo
 ρ = densidad del material
 γ = peso específico del material

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad \text{Ec.3.9}$$

$$m(\gamma, PI) - m_o = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad \text{Ec.3.10}$$

Amortiguamiento (ξ)

El amortiguamiento de un suelo es su capacidad para disipar energía en los procesos cíclicos de carga y descarga que el sismo transmite, ocurriendo dos fenómenos de amortiguamiento fundamentalmente diferentes:

a) amortiguamiento del material (o interno): ocurre en el suelo cuando lo atraviesa una onda de vibración.

b) amortiguamiento por radiación: un efecto puramente geométrico que se presenta también en la vibración de cimentaciones.

El procedimiento que utiliza QUAKE/W para estimar la función de amortiguamiento se deriva del método desarrollado por Ishibashi y Zhang (1993) para el cálculo de G/G_{\max} . La relación de amortiguamiento (ξ) se calcula a partir de los valores de G/G_{\max} , como se muestra en la expresión (ecuación 3.11):

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad \text{Ec.3.11}$$

Es de esta manera que se calcula la reducción de G y el amortiguamiento, donde ambos valores están en función de la deformación de corte, como se muestra en la figura 3.9.

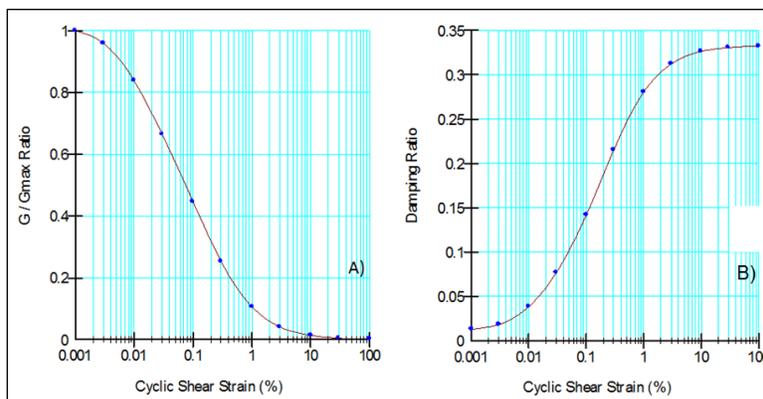


Figura 3.9. A). G/G_{max} vs deformación y B) amortiguamiento vs deformación (Quake, 2007)

Esfuerzo de confinamiento medio

Un punto de análisis especificado a cierta distancia de profundidad experimenta de igual manera esfuerzos normales horizontales y verticales por unidad de área (cargas sobre ella del mismo suelo o carga superficial), la ecuación 3.12 y la ecuación 3.13 se usa para este parámetro.

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_v + \sigma_v * K_o + \sigma_v * K_o)}{3} \quad \text{Ec.3.12}$$

$$k_o = 1 - \text{sen}\Phi \quad \text{Ec.3.13}$$

Dónde:

σ_m = esfuerzo de confinamiento

σ_v = esfuerzo vertical total

K_o = factor

Φ = ángulo de fricción interna del suelo

• Condiciones iniciales de esfuerzos

Antes de realizar el análisis dinámico, se debe obtener las condiciones de esfuerzos iniciales en el problema.

Fuerzas dinámicas

Las fuerzas dinámicas que Quake/W reconoce son de dos tipos: fuerzas oscilantes (sismos) o impulsos repentinos (hincado de pilotes, explosiones, etc.). El presente escrito solo hará referencia a las fuerzas dinámicas originadas por sismos, por ser las que se utilizaron en esta investigación.

Quake/W especifica las fuerzas dinámicas generadas por un sismo con un registro de aceleraciones que pueden ser verticales u horizontales. Es la masa, multiplicada por las aceleraciones del sismo, la que genera las fuerzas dinámicas. Estas fuerzas dinámicas serán aplicadas a todos los nodos en la malla de elementos finitos para acelerar el modelo y simular la acción del sismo.

Quake/W además calcula los desplazamientos y velocidades asociadas al registro de aceleraciones importado. Estas aceleraciones importadas y los desplazamientos verticales computados, junto con la historia de movimientos relativos obtenidos del análisis dinámico, están referidos como historias de movimientos absolutos.

• Integración temporal

Recorrer la historia temporal de aceleraciones es parte del método de integración directa usado en las formulaciones de Quake/W. Para esto se utilizan time steps, que no son otra cosa que “fotografías instantáneas” de lo que le ocurre al modelo a través del tiempo, al ser afectado por un sismo.

Es necesario utilizar time steps pequeños (usualmente de 0.02 segundos) para captar todas las características del movimiento, por lo que se suele requerir muchísimos time steps para realizar un análisis dinámico, haciéndolo un análisis computacionalmente intenso.

Es importante tratar de mantener un balance entre los objetivos numéricos y las consecuencias prácticas, como tiempo de cálculo y volumen de datos creados. El intervalo entre time steps debe ser lo suficiente pequeño para capturar la mayoría de los picos y los cambios drásticos en el registro sísmico. En casos en que sea determinante el análisis dinámico, se puede probar con diferentes intervalos para ver la influencia de éstos.

Resumen del procedimiento para realizar un análisis dinámico con Quake/W

El procedimiento resumido para la realización de un análisis dinámico de estabilidad de taludes es el siguiente:

- ❖ Realizar un bosquejo del problema
- ❖ Definir las regiones del modelo
- ❖ Construir la malla de elementos finitos
- ❖ Realizar el análisis estático inicial
 - Seleccionar tipo de análisis
 - Definir propiedades de los materiales
 - Definir cargas de gravedad
 - Definir superficie freática o presiones de poros
 - Especificar condiciones de frontera
 - Verificar el problema

- Resolver el problema
- Revisar resultados
- ❖ Realizar el análisis dinámico
 - Importar registro sísmico
 - Seleccionar tipo de análisis
 - Definir condiciones del análisis dinámico
 - Definir propiedades de los materiales
 - Definir nodos para historia de movimientos
 - Especificar condiciones de frontera
 - Verificar el problema
 - Resolver el problema
 - Revisar resultados
- ❖ Integrar resultados de Quake/W con Slope/W

Nota: no hay presión de poros debido a la ausencia de agua en la zona de estudio, además esto lo constatamos al momento de realizar las pruebas de SPT, donde no encontramos el nivel freático.

3.4. Elaboración de mapas de amenaza

El criterio que se usó en esta investigación para determinar zonas de amenaza tanto en condición estática como dinámica, fue planteado por (Mora & Rojas, 2011), el cual en base al factor de seguridad (figura 3.10).

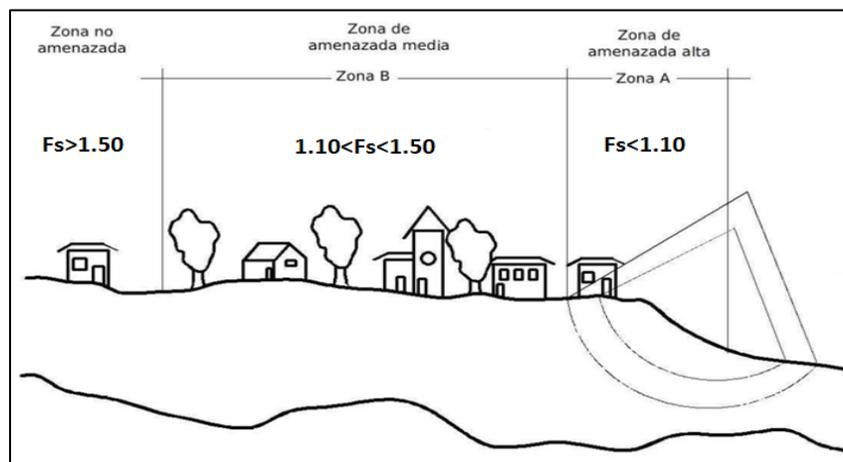


Figura 3.10. Zonas de amenaza, basado en factor de seguridad

3.5. Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en (SPT, mediciones sísmicas y levantamiento de viviendas para el cálculo de sobre-carga), los cuales se utilizaron para realizar el análisis de estabilidad del talud.

3.5.1. Standard penetration test (SPT)

El método de penetración estándar (SPT), es el más utilizado en el mundo del campo geotécnico, la norma ASTM en su sección D1586 describe un poco este método. Algo muy importante es la correlación que el valor de N ofrece en el campo ingenieril (estructuras de tierra y cimentaciones). El método consiste en hincar un muestreador de cuchara partida para obtener una muestra representativa de los estratos de suelo que cruza y medir la resistencia del suelo a la penetración valor N.

El equipo de perforación está conformado según la norma ASTM D1586 por los siguientes elementos:

Muestreador: el muestreador tiene las dimensiones que se observan en la figura 3.11, el cual es el encargado de recolectar las muestras alteradas durante la perforación, está formado de 4 piezas de metal que se desarman para obtener la muestra recolecta.

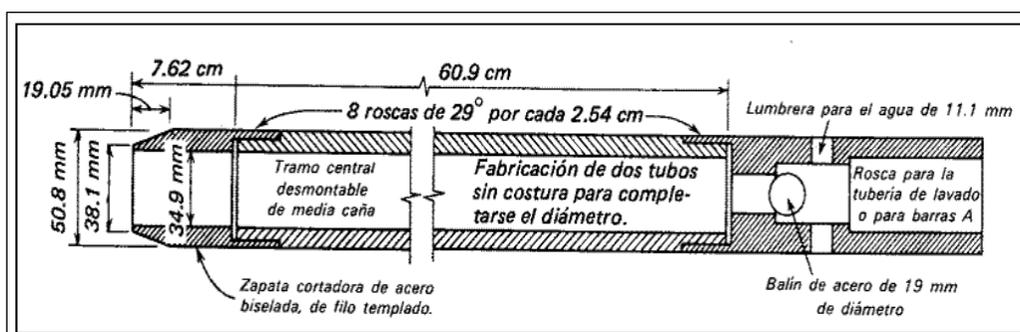


Figura 3.11. Esquema del muestreador de SPT (ASTM D1586)

Varillas de Muestreo: transmiten la fuerza hacia abajo a partir del golpe del martillo y su vez permite la perforación de un sondeo, las dimensiones de la varilla de acero según la norma es de diámetro exterior de 1 5/8 pulg (41.2 mm) y un diámetro interior de 1 1/8 pulg (28.5 mm) (figura 3.12 A).

Martillo: masa metálica sólida y rígida que se encarga de transmitir la energía de caída a las varillas de muestreo, este tiene un peso de 140.2 lb, la altura de caída del martillo desde la parte más alta hasta que golpea el acero es de 4 pulg (10 cm) (figura 3.12 B).

Motor y Trípode: el motor con su potencia es el encargado de subir el martillo y este golpea las varillas y permite el hincado del muestreador (figura 3.12 C). El trípode es la estructura que permite alojar todos estos componentes para hacer posible el muestreo (figura 3.12 D).



Figura 3.12. A) Varillas de muestro B) Caída del martillo
C) Motor D) Trípode

Procedimiento de campo en la prueba de penetración estándar

Previo al ensayo se deberá armar el equipo y asegurarse de que se encuentra vertical, el conjunto tomamuestras, guía, martillo. Posteriormente se procede de la siguiente manera:

1. Hincar el tomamuestras mediante energía proporcionada por el martillo, este dispositivo puede ser manual o mecánico.
2. Realizar este hincado hasta que el muestreador haya penetrado una distancia de 45 cm, registrando el número de golpes de martillo requeridos para cada 15 cm de intervalo. El ensayo se detiene, si más de 50 golpes son requeridos para cualquiera de los intervalos, o si más de 100 golpes totales son requeridos.
3. Calcular el valor de N mediante la suma del conteo de golpes en los últimos 30 cm de penetración. El conteo para los primeros 15 cm es tomado para propósitos de referencia, pero no es usado para el cálculo de N, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del proceso utilizado durante el muestreo.
4. Extraer el tomamuestra del SPT para examinar su contenido, el cual aunque está disturbado, frecuentemente es suficiente para observar características de los estratos del subsuelo. De esta manera se extrae la muestra de suelo, se guarda, se sella y se envía al laboratorio.

5. Repetir los pasos del 1 al 5 hasta la profundidad a ser investigada y luego seguir con otro sondeo.

Correcciones del número de golpes

Esta corrección se realiza con fin de incluir todas variables que afectan el valor N en el campo y de esta forma ajustarlo, ya que son muchos factores que intervienen se ha estandarizado su corrección pertinente.

Bowles propuso que un número de golpes del SPT normalizado Ncorr (ecuación 3.14), se puede calcular al corregir el valor medio Ncam por efecto de los siguientes factores: uno presión de confinamiento (Cn), dos relación de energía del martillo ($\eta_1=ER/ERs$), tres longitud de las barras de perforación (η_2), cuatro tomamuestras (η_3), cinco diámetro de la perforación, η_4

Es decir:

$$N_{corr} = N_{cam} \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \quad \text{Ec.3.14}$$

Ncorr: número de golpes corregido

Ncam: número de golpes de campo

Corrección por confinamiento (Cn)

La presión de confinamiento se debe al peso de las capas super-yacentes al nivel del ensayo, en los suelos no cohesivos tienen incidencia en el valor de N, en el siguiente sentido que para dos suelos sin cohesión de la misma densidad el de mayor presión de sobre-capa presenta el mayor valor de N. en la tabla 3.2 muestra la ecuaciones para el cálculo Cn.

Tabla 3.2. Corrección de Ncam por confinamiento ASTM D-1586

Autor(es)	Fórmula
Peck	$C_n = 0.77 \log\left(\frac{20}{Pa}\right)$
Seed	$C_n = 1 - 1.25 \log(Pa)$
Meyerhof – Ishira	$C_n = \frac{1.7}{0.7 + Pa}$
Liao – Whitman	$C_n = (1/Pa)^{0.5}$
Skempton	$C_n = \frac{2}{1 + Pa}$
Seed – Idriss	$C_n = 1 - K \log(Pa)$; $(K = 1.41 \text{ para } Pa < 1,$; $K = 0.92 \text{ para } Pa \geq 1)$

Se recomienda que $C_n \leq 2.0$, donde la fórmula de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para $Pa=0$. La ecuación 3.15 para el cálculo de la presión atmosférica es:

$$Pa = \frac{\gamma h}{Patm} \quad \text{Ec.3.15}$$

Dónde:

Pa: Presión de confinamiento

γ : Peso específico del suelo

h: profundidad de análisis

Patm: presión atmosférica (1kg/cm²)

Corrección por energía (η_1)

Al momento que el martillo golpea las varillas de muestreo para hincar el tomamuestra este libera su energía, pero a su vez se genera una pérdida de la misma que debería ser aplicada en condiciones de caída libre, es decir que la energía que recibe el tomamuestra es un porcentaje de la energía teórica. Es por esto que debe corregirse el valor de N, en la tabla 3.3 muestra el valor de η_1 que toma en consideración el país, el tipo de martillo y procedimiento de caída.

Tabla 3.3. Valores de η_1 según el tipo de martillo y procedimiento usado en la prueba ASTM D-1586

País	Tipo de martillo	Procedimiento	η_1
Japón	anular	Caída libre	1.30
	anular	Cuerda con polea manual	1.12
E.E.U.U	Seguridad	Cuerda con polea manual	1.00*
	anular	Cuerda con polea manual	0.75*
Europa	anular	Caída libre	1.00*
China	anular	Caída libre	1.00*
	anular	Cuerda con polea manual	0.83
Colombia	anular	Cuerda con polea manual	0.75*

Nota: generalmente usamos los valores de Estados Unidos.

Corrección por longitud de barras, η_2

Cuando la longitud de la barra es menor de 3m genera una reflexión (retroceso) en las mismas que reduce la energía disponible que le llega al toma-muestras para generar su penetración. La reflexión entonces genera un aumento de la resistencia a penetración, por esta razón es que se hace necesario hacer este tipo de corrección. En la tabla 3.4 muestra el valor η_2 en función de la longitud de barra.

Corrección por toma-muestra, η_3

El toma-muestra tiene un diámetro interno constante de 35 mm (1³/₈"") incluyendo el tubo porta-muestras, en caso que no se emplee el porta-muestras interno de PVC

entonces el diámetro interior es de 38 mm (1½”), en este caso la fricción tiende a disminuir, por lo que es necesario la corrección por toma-muestra. En la tabla 3.5 muestra el valor de η_3 en función del tipo de material.

Tabla 3.4 y 3.5. Correcciones por longitud de las barras y toma-muestras ASTM D-1586

Longitud(m)	η_2	Tipo de material	η_3
>10	1.00	Sin revestimiento	1.00
6-10	0.95	Con revestimiento	
4-6	0.85	Arena densa, arcilla	0.80
0-4	0.75	Arena suelta	0.90

Corrección por el diámetro de la perforación, η_4

La presión de confinamiento que proporciona el suelo alrededor de la perforación afecta la resistencia del suelo a la penetración, si el ensayo se efectúa en una perforación de gran diámetro se pierde parte de este confinamiento. El ensayo de penetración estándar se hace convencionalmente en una perforación de 6.35cm de diámetro. En la tabla 3.6 se muestra el valor de η_4 en función del diámetro.

Tabla 3.6. Corrección por diámetro de la perforación, η_4 ASTM D-1586

Diámetro de la perf (mm)	η_4
60 – 120	1.00
150	1.05
200	1.15

Nota: En caso de la presencia del nivel freático usar ecuación 3.16.

$$N_{corr} = 15 + 0.5 (N_{cam} - 15) \quad \text{Ec.3.16}$$

N_{corr} : valores de N corregidos por presencia del nivel freático

La corrección anterior solo se hace si $N_{cam} > 15$.

3.5.2. Mediciones sísmicas

Estas mediciones sísmicas serán realizadas en la parte del pie del talud, para determinar la velocidad de onda de corte y tener una correlación con la prueba de SPT que se realizó en esa misma zona.

Una vez obtenido la V_s con sísmica, se procederá a calcular la V_s con los datos de campo obtenidos del sondeo SPT.

3.5.2.1. Aspectos generales de ondas sísmicas

Durante los terremotos, de una zona limitada bajo la superficie de la Tierra se emiten oscilaciones elásticas, o sea, ondas sísmicas que son, en realidad, ondas acústicas de baja frecuencia en la Tierra sólida elástica (Parrales & Picado, 2001).

Las ondas sísmicas se dividen en volumétricas o másicas y superficiales. Es por que en esta investigación abordaremos únicamente las ondas superficiales. Las ondas superficiales se propagan a lo largo de la superficie terrestre y pueden ser de dos tipos (figura 3.13), que han recibido los nombres de ondas de Rayleigh y ondas de Love, en honor de los científicos que las estudiaron teóricamente en 1885 y 1911, respectivamente (Parrales & Picado, 2001).

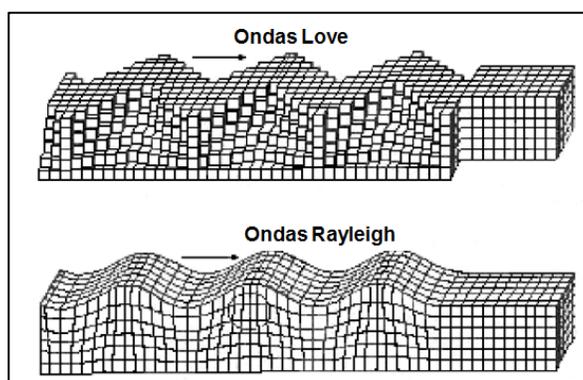


Figura 3.13. Propagación de ondas superficiales (Parrales & Picado, 2001)

El desplazamiento de las ondas de Rayleigh en el plano vertical, mientras que las propias partículas describen una elipse moviéndose en el sentido contrario al de las agujas del reloj (Kramer, 1996). El movimiento de las partículas en la onda sucede como si estas rodasen sobre la fuente de la onda.

El desplazamiento de las partículas en las ondas de Love, el cual sucede en el plano horizontal perpendicularmente a la dirección de difusión de las ondas, mientras las ondas Rayleigh originan el movimiento de las partículas en sentido normal a la dirección de propagación (Kramer, 1996).

Velocidad de ondas superficiales

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas depende de la densidad del medio y de sus propiedades elásticas. Las ondas elásticas generan fuerzas y deformaciones que obedecen la teoría de la elasticidad, en la cual los cuerpos sólidos tienen la propiedad de resistir cambios de tamaño o de forma, y de regresar a la condición no deformada cuando se eliminan las fuerzas externas (Rosales, 2001).

Para la fase de correlación se utilizó la siguiente ecuación, donde a partir del valor de N golpe corregido se determinó la velocidad de corte, es justo señalar que esta

expresión considera el tipo de suelo, en caso es un suelo no cohesivo, la ecuación 3.16 se usa para este cálculo:

$$\text{Ohta and Goto (1978):} \quad V_s = 88N^{0.34} \quad \text{Ec.3.17}$$

3.5.2.2. Aplicación método "MASW" para calcular velocidad de corte

El MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) o método de análisis multicanal de ondas superficiales fue desarrollado inicialmente por Park en 1998, es un método sísmico el cual genera perfiles de velocidades de ondas cortantes versus profundidad a través del análisis multicanal de ondas Rayleigh, lo cual permite determinar espesores de estratos rígidos y roca.

El método MASW básicamente se fundamenta en la teoría de dispersión o variación de la velocidad de fase con respecto a la frecuencia de las ondas Rayleigh (Kramer, 1996), este parte de los registros detectados por el geófono los cuales se graban digitalmente donde posteriormente serán tratados en el campo justo después de la grabación por un dispositivo de procesamiento llamado sismógrafo para generar la velocidad de ondas de corte (V_s).

Para la adquisición de dichos registros señalamos que para la generación de las ondas superficiales se usa como fuente generadora de normalmente un martillo de 10 Kg, un múltiplo número de receptores usualmente 24 o más son desplegados linealmente a espacio uniforme recomendado entre 3 – 5 pies conectado a un dispositivo multicanal de grabación o sismógrafo (anexos 1, figura 3.a).

La generación de ondas inicia en superficie, pero consecuentemente se generan ondas de cuerpos, los sensores (geófonos) más cerca de la fuente registran relativamente altas frecuencias y longitudes de ondas cortas en comparación con los otros que están más lejos y continúan su registro de la ondas de cuerpos en profundidad, caso contrario ocurre con los geófonos más lejos de la fuente los cuales registran bajas frecuencias con longitudes de ondas largas y también continúan su registro en profundidad de las velocidades de la ondas de cuerpos, si el subsuelo fuese homogéneo las velocidades se mantendrían uniforme de lo contrario estas aumentarían con la profundidad y en esta condición aparece la propiedad de dispersión como muestra en la figura 3.14.

3. MARCO TEORICO

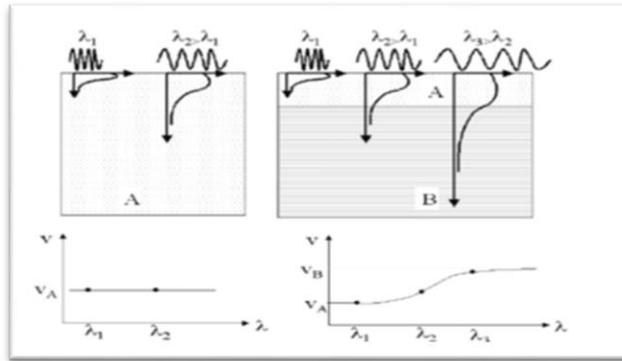


Figura 3.14. Registro de geófonos en superficie y profundidad (Samuel & Sevilla, 2008)

Los datos sísmicos son descargados y procesados usando el programa SurfSeis desarrollado por Kansas Geological Survey. El programa SurfSeis desarrolla la curva dispersiva (frecuencia vs tiempo de viaje) del modo fundamental de datos de ondas superficiales. Una inversión de la curva dispersiva produce un perfil de velocidad de ondas cortante vs profundidad, lo cual nos ayuda a determinar la rigidez de la capa de suelo.

Las propiedades de dispersión de todos los tipos de ondas (ondas de cuerpo y superficiales) son graficada por un método de transformación de campo de onda que directamente convierte el registro de varios canales (multicanal) en una imagen donde un modelo de dispersión es reconocido en la distribución de energía transformada.

La propiedad de dispersión necesaria equivalente al modo fundamental es extraída de un modelo específico (Kansas Geological Surveys, 2006) y las ondas reflejadas, dispersas y el ruido ambiental automáticamente son quitados durante la transformación, ver figura 3.15. A y figura 3.15.B.

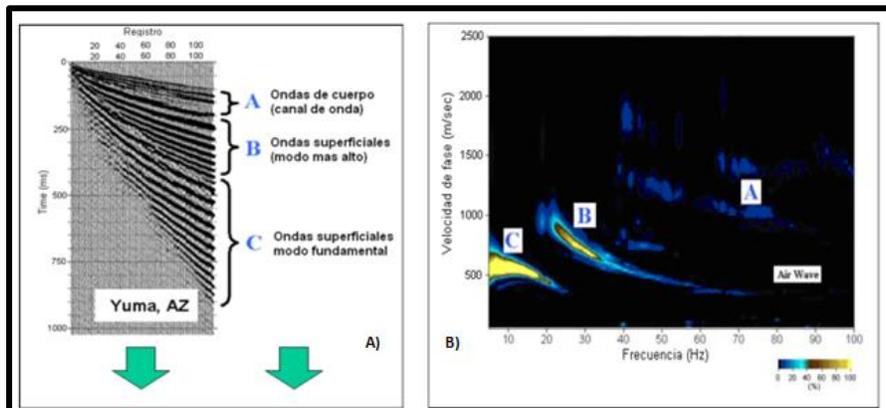


Figura 3.15. A). Registro de ondas método MASW y B). Imagen de dispersión <http://www.kgs.ku.edu/software/surfseis/masw.html>

3.5.3. Levantamiento de las viviendas para determinar la sobre-carga

En esta investigación el levantamiento de casas se realizó con GPS manual Garmin (UTM, WGS 84) con precisión de $\pm 5m$, se usó cinta y brújula, también se utilizó el mapa topográfico de Managua proporcionado por INETER con la finalidad de elaborar el perfil del talud en estudio. Por otro lado el levantamiento se utilizó con la finalidad de conocer la sobre carga o el peso total de las estructuras, dicho resultado se usó en la fase de modelación, se aplicó la ecuación de Boussinesq (1885) (ecuación 3.18), la cual plantea:

$$\sigma_v = \pi r^2 = \frac{0.478 * P}{(r^2) \left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \quad \text{Ec.3.18}$$

Dónde:

σ_v = esfuerzo vertical

z = profundidad de análisis

P = carga aplicada

r = radio hasta el punto de análisis

Además se llenó un formato de campo para cada vivienda donde se describe algunos parámetros de interés tales como: número de casa, coordenadas, área y altura aproximada, sistema constructivo, posibles fallas en paredes o inclinaciones en las paredes o muros.

3.6. Trabajo de laboratorio

Entre los ensayos de laboratorio se encuentran la determinación de las propiedades índice de suelos y su respectiva clasificación.

3.6.1. Propiedades índices de suelos

Con el propósito de determinar las características de los materiales que conforman la Loma de Chico Pelón, en el laboratorio se realizaron los ensayos siguientes: Granulometría, Contenido de humedad, Límites de Atterberg, Gravedad específica, etc. En la tabla 3.7 se detallan las pruebas realizadas en laboratorio y su designación, basándose en las normas (ASTM, 2008).

Tabla 3.7. Ensayos realizados

Ensayo	Norma
Granulometría	ASTM-D421
Contenido de humedad	ASTM-D2216
Límites de Atterberg	ASTM-D4318
Gravedad específica	ASTM-D554
Clasificación	ASTM-D2487

Además se detallan otras propiedades del suelo entre las cuales tenemos la compacidad relativa, consistencia y ángulo de fricción interno del suelo.

Compacidad relativa

Compacidad relativa: Es una manera de indicar la relación de la densidad in situ con la de la densidad máxima a alcanzar, aplicable a suelos arenosos. La compacidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores que 0.074 mm. (Malla # 200).

El uso de la compacidad relativa en geotecnia es importante debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros de los suelos de importancia en la ingeniería, tales como el ángulo de fricción interno, la resistencia a la penetración (N de golpes de cuchara normal) como se muestra en la tabla 3.8. Por otra parte, muchas fórmulas que permiten estimar los asentamientos posibles de estructuras fundadas sobre suelos granulares.

Tabla 3.8. Relación de N golpes del SPT en arenas, compacidad relativa y ángulo de fricción interno ASTM-D1586

Arenas			
N	Compacidad relativa Cr (%)	Descripción: densidad relativa	φ: ángulo de fricción interno del suelo(°)
0-3	0-15	Muy suelta	28
3-8	15-35	Suelta	28-30
8-25	35-65	Media	30-36
25-42	65-85	Densa	36-41
42-58	85-100	Muy densa	>50

La compacidad relativa puede ser estimada a partir de la ecuación 3.19:

$$Cr = 100 \left(\frac{N_{60}}{60} \right)^{0.5} \quad \text{Ec.3.19}$$

Dónde:

N₆₀: número de golpes con una energía liberada del 60% de la energía teórica.

Consistencia

Es la propiedad índice más importante de los materiales finos, es la que gobierna las fuerzas de cohesión-adhesión, responsables de la resistencia del suelo a ser moldeado o roto.

Se refiere a las fuerzas que permiten que las partículas se mantengan unidas; se puede definir como la resistencia que ofrece la masa de suelo a ser deformada o amasada. Dichas fuerzas dependen del contenido de humedades por esta razón es que la consistencia se debe expresar en términos de suelo seco, húmedo o mojado.

Las fuerzas que causan la consistencia son: cohesión y adhesión.

Cohesión: es la fuerza de atracción entre partículas de la misma naturaleza.

Adhesión: ee debe a la tensión superficial que se presenta entre las partículas de suelo y las moléculas de agua. Sin embargo, cuando el contenido de agua aumenta, excesivamente, la adhesión tiende a disminuir. El efecto de la adhesión es mantener unidas las partículas.

Angulo de fricción interno

Para suelos no cohesivos (arena), el ángulo de fricción interno se determina a partir del resultado el ensayo de penetración estándar, de acuerdo con las correlaciones expuestas por Peck, Hanson y Thornburn (ecuación 3:20).

$$\phi = 27 + 0.3 * N_{corr} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Dónde:

N_{corr} : número de golpe corregido

Φ : ángulo de fricción interno

4. RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

En esta sección se hace una descripción de los procedimientos y herramientas usados para el procesamiento y análisis de datos disponibles. Primeramente se hará una descripción de los datos de campo y metodología a seguir para determinar los parámetros del suelo, necesario para el cálculo de factor de seguridad, posteriormente se explicara el procedimiento.

Para realizar este estudio fue necesario cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad del talud, para ello se planificó tomando en cuenta las etapas que se muestran a continuación:

- Realización de trabajo de campo
- Realización de pruebas de laboratorio
- Modelamiento del talud bajo condiciones estáticas y dinámicas

4.1. Trabajo de campo

Esta etapa comprendió los siguientes aspectos: realización de pruebas de Penetración estándar, mediciones sísmicas y levantamiento de viviendas para el cálculo de sobre-carga.

4.1.1. Standard penetration test (SPT)

Esta fase consistió de la ejecución de 3 sondeos a percusión aplicando SPT con muestreo. El equipo que se usó para esta actividad contaba con: una perforadora tipo portátil con trípode, un motor Acker con una potencia de 5.5.Hp, varillas de muestreo de acero con diámetro exterior de 41.2 mm y un diámetro interior de 285 mm, un martillo con una masa metálica sólida y rígida que se encarga de transmitir la energía de caída a las varillas de muestreo, este tiene un peso de 140.2 lb, la altura de caída del martillo desde la parte más alta hasta que golpea el acero es de 0.76 m. En la figura 4.1 se aprecia el equipo que se usó para las perforaciones SPT.



Figura 4.1 Prueba de penetración estándar

▪ Muestreo de suelos

El muestreo en campo fue llevado a cabo por muestreadores de cuchara partida estándar tipo split-barrel de 2.0" de diámetro interno, el muestreador se divide en dos partes para poder retirar la muestra recolectada y posteriormente se midió la profundidad del estrato que atraviesa como se observa en la figura 4.2 A), y en la figura 4.2 B) se aprecia que la muestra es colocada en cajas de madera y cierta porción se coloca en las bolsas herméticas de polietileno para determinar el contenido de humedad en laboratorio.



Figura 4.2. A) Muestra recolectada por SPT y B) Muestra recolectada en bolsas herméticas de polietileno y puestas en una caja de madera

4.1.2. Mediciones sísmicas

Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

Este trabajo se realizó con la colaboración de especialistas en el área de sismica del IGG-CIGEO, tomando ventaja de su experiencia en esta área. Estas mediciones sísmicas tienen por objeto determinar las velocidades de onda de corte y relacionarla con el módulo de corte máximo de los suelos, para este propósito se aplicó el método MASW y se determinó un modelo uni-dimensional (velocidad de corte vrs la profundidad).

La instrumentación utilizada se aprecia en la figura 4.3 A y consta de:

- Computador portátil
- Sismógrafo
- Geófonos verticales de 4.5 Hz
- Cable multiconector
- Mazo de 10 y 20 libras
- Plato metálico
- Cinta métrica

Para realizar la adquisición de los datos se tendió el cable multiconector lo más alineado posible y los geófonos fueron ubicado sobre el tendido del mismo, con una separación de 1 m entre ellos, el cable se conectó al sismógrafo en uno de sus extremos a la misma vez, en donde también se conectó el computador portátil que serviría para descargar instantáneamente los datos registrados por el mismo (ver figura 4.3 B), usando como fuente generadora de ondas un mazo y una placa metálica.

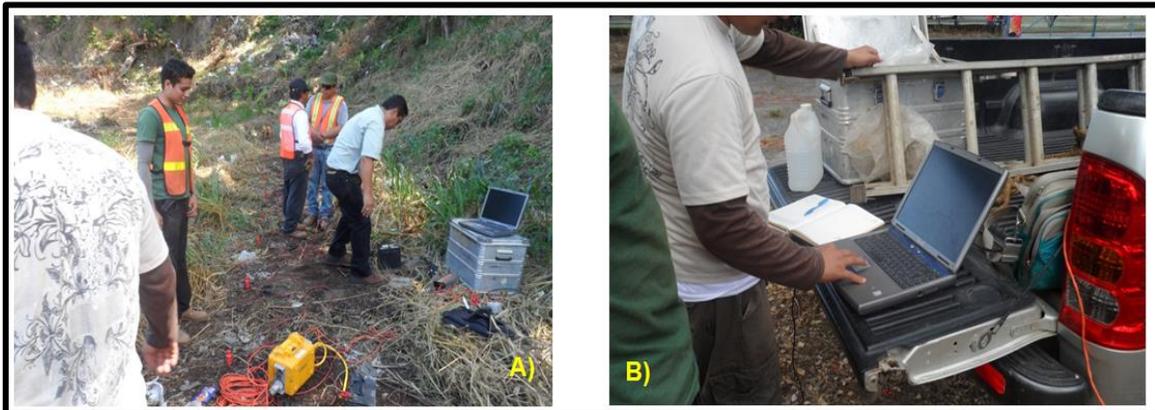


Figura 4.3. A) Equipo utilizado en las mediciones sísmicas y B) Registrando datos

4.2. Pruebas de laboratorio

Una vez terminado el trabajo de campo las muestras tomadas fueron trasladadas al laboratorio IGG-CIGEO donde se determinaron propiedades índices y clasificación del suelo, estos ensayos se basaron en las normas de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM, 2008).

4.3. Modelamiento del talud bajo condiciones estáticas y dinámicas

▪ Análisis estático, método de equilibrio limite

Tomando en cuenta los datos de entrada del suelo, por el criterio de Mohr-Coulomb, para este análisis se insertaron estos datos en Geostudio (figura 4.5), para determinar el factor de seguridad estático.



Figura 4.5. Inserción de datos de entrada para determinar el factor de seguridad estático

▪ Análisis dinámico, método de elementos finitos

Los datos de entrada consistieron en propiedades dinámicas del suelo, sobrecarga y además se utilizó el registro sísmico del terremoto de Managua de 1972 condición, para este análisis se insertaron estos datos en Geostudio (Slope/W), para determinar el factor de seguridad.

4. RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Cabe señalar que cada uno de los elementos usados en el método de elementos finitos, estos se discretizaron como cuadrados de 2m*2m, aunque se podrían definir más pequeños, pero nos limitó por la falta de un ordenador con especificaciones avanzadas para el procesamiento de datos, es por ello que se utilizaron puntos de control y de esta manera obtener información específica para los puntos de más interés del talud.

Esta fase está dividida en tres:

a). Esfuerzos estáticos iniciales (figura 4.6)



Figura 4.6. Inserción de datos de entrada para determinar los esfuerzos estáticos iniciales

b). Comportamiento dinámico (figura 4.7 y 4.8)

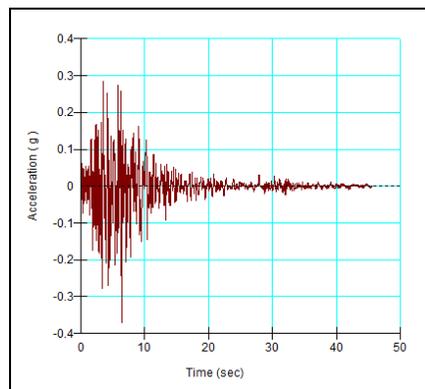


Figura 4.7. Máxima aceleración del suelo, terremoto de Managua de 1972

4. RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

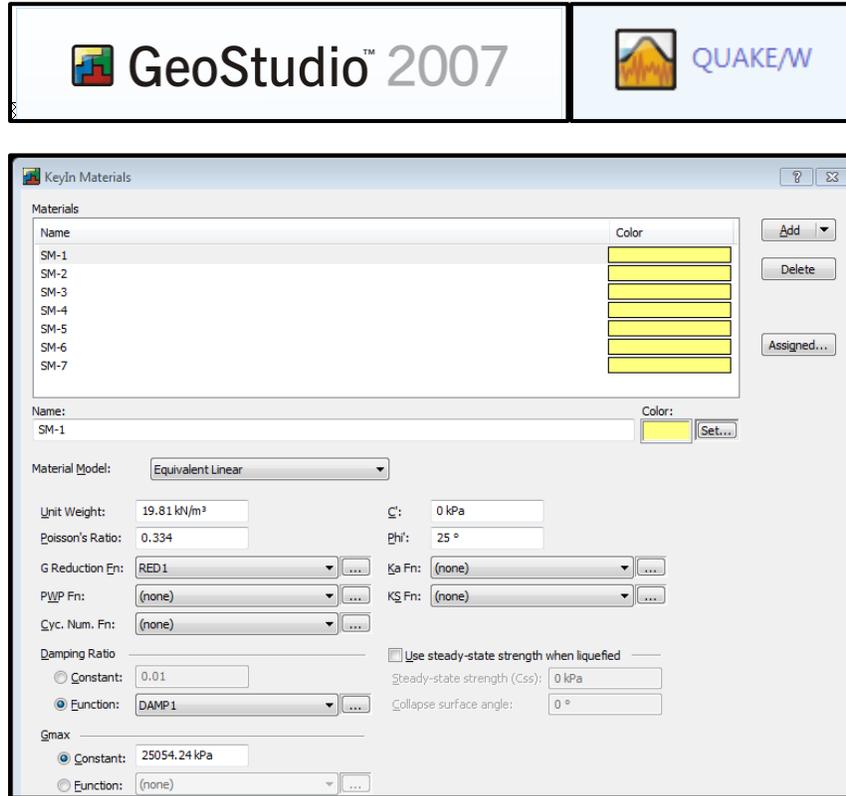


Figura 4.8. Inserción de datos de entrada para el comportamiento dinámico

c). Factor de seguridad dinámico (figura 4.9)



Figura 4.9. Inserción de datos de entrada para determinar el factor de seguridad dinámico

Finalmente, en base a los valores de los factores de seguridad, se elaboraron mapas de amenaza para las dos condiciones de análisis.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El objetivo de este capítulo es presentar y discutir los resultados obtenidos, de los parámetros utilizados y la fase del modelamiento del talud en el programa de computo Geostudio.

Este capítulo se divide en cuatro partes fundamentales:

La primera parte se enfoca en la caracterización geotécnica (físico-mecánicas) y clasificación de los suelo, acápite 5.1.

La segunda parte se enfoca en el levantamiento de las viviendas para determinar la sobre-carga, acápite 5.2.

La tercera trata del modelamiento del talud tanto en condiciones estáticas como dinámicas, donde se utilizó (Slope/W y Quake/W) herramientas del software Geo-Studio, acápite 5.3.

La cuarta parte se enfoca en la elaboración de mapas de amenaza en ambas condiciones de análisis, acápite 5.4. Por lo que a continuación abordaremos cada uno de estos acápites.

5.1. Caracterización geotécnica y clasificación de los suelos.

Las ubicaciones de los sondeos fueron registradas con un GPS manual Garmin (UTM, WGS 84) con precisión $\pm 5m$. La tabla 5.1 muestra las coordenadas y profundidades investigadas en cada sondeo y la figura 5.1 muestra los SPT vistos en planta.

Tabla 5.1. Ubicación de sondeos

Sondeo	Localización	Coordenadas		Profundidad (m)	msnm
		E	N		
S1	Corona del talud	0581283	1343488	5.40	69
S2	Centro del talud	0581222	1343482	3.15	63.5
S3	Pie del talud	0581218	1343501	2.70	55.95

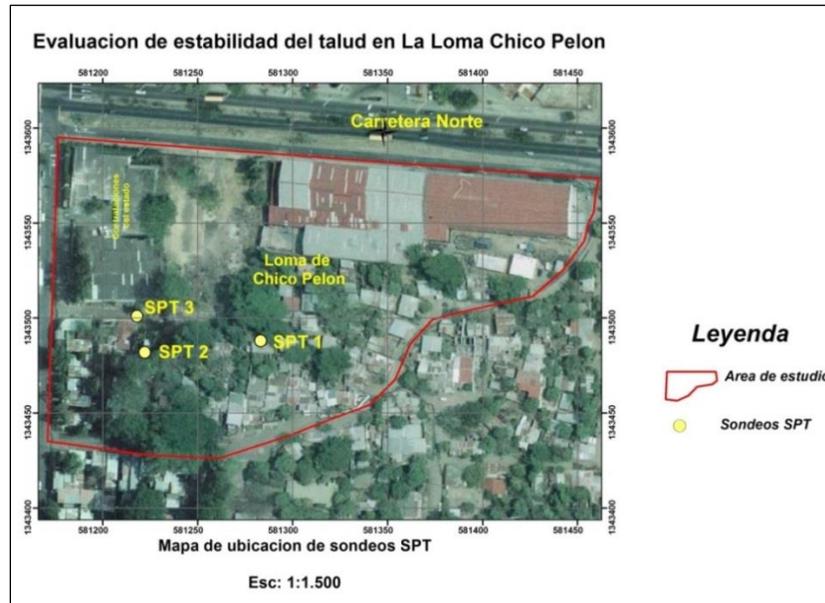


Figura 5.1 Ubicación de sondeos realizados

Sondeos SPT

En general los suelos identificados se clasificaron como areno limosos de compacidad de suelta a media. A continuación se presenta una descripción por cada sondeo.

• SPT 1

En anexos 2, la figura 5.a muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 1. Los datos de campo corresponden a: identificación de las muestras y valores de número de golpe (N de campo). Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación y compacidad, por lo que en seguida detallamos la descripción de cada estrato encontrado en este sondeo.

El estrato superior va de 0.0m a 0.45m de profundidad, compuestos principalmente por una capa de arena limosa (toba) color café amarillento, este estrato constituye la capa vegetal, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es muy suelta.

El segundo estrato va de 0.45m a 1.35m de profundidad, compuestos por arena limosa con fragmentos de grava (escoria) color gris claro, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es suelta.

El estrato 3 de 1.35m a 4.85m de profundidad, compuestos por una capa arena limosa con escoria y pómez color gris blanco, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es media.

El estrato 4 de 4.85m a 5.35m de profundidad, compuestos por arena limosa compacta color café, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es media.

- **SPT 2**

En anexos 2, la figura 5.b muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 2. Los datos de campo corresponden a: identificación de las muestras y valores de número de golpe (N de campo). Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación y compacidad, por lo que en seguida detallamos la descripción de cada estrato encontrado en este sondeo.

El estrato superior va de 0.0m a 0.50m de profundidad, compuestos principalmente por una capa de arena limosa (toba) color café amarillento, este estrato constituye la capa vegetal, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es media.

El segundo estrato va de 0.50m a 1.67m de profundidad, compuestos por arena limosa con fragmentos de grava (escoria) color gris claro, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es media.

El estrato 3 de 1.67m a 3.30m de profundidad, compuestos por una capa arena limosa con escoria y pómez color gris blanco, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es muy densa.

- **SPT 3**

En anexos 2, la figura 5.c muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 3. Los datos de campo corresponden a: identificación de las muestras y valores de número de golpe (N de campo). Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación y compacidad, por lo que en seguida detallamos la descripción de cada estrato encontrado en este sondeo.

El estrato superior va de 0.0m a 0.45m de profundidad, compuestos principalmente por suelo limoso color café oscuro, este estrato constituye la capa vegetal, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es media.

El segundo estrato va de 0.45m a 0.90m de profundidad, compuestos por toba con fragmentos de roca color gris claro, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es muy densa.

El estrato 3 va de 0.90m a 2.70m de profundidad, compuestos por arena limosa compacta color gris, clasificándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como arena limosa (SM) y su compacidad es muy densa.

Correlación de estratos de La Loma Chico Pelón

Una vez identificado cada uno de los estratos de cada SPT, se procedió a realizar una correlación de estratos en las que se determinó que el estrato 1 del SPT 1 Y SPT 2 corresponden al mismo suelo, el estrato 2 del SPT 1 Y SPT 2 corresponden al mismo suelo, el estrato 3 del SPT 1 Y SPT 2 corresponden al mismo suelo, el estrato 4 del SPT 1 es diferente. Los estratos del SPT 3 todos son diferentes y no se correlacionan con ninguno, debido que este sondeo está ubicado en la parte del pie del talud (figura 5.2).

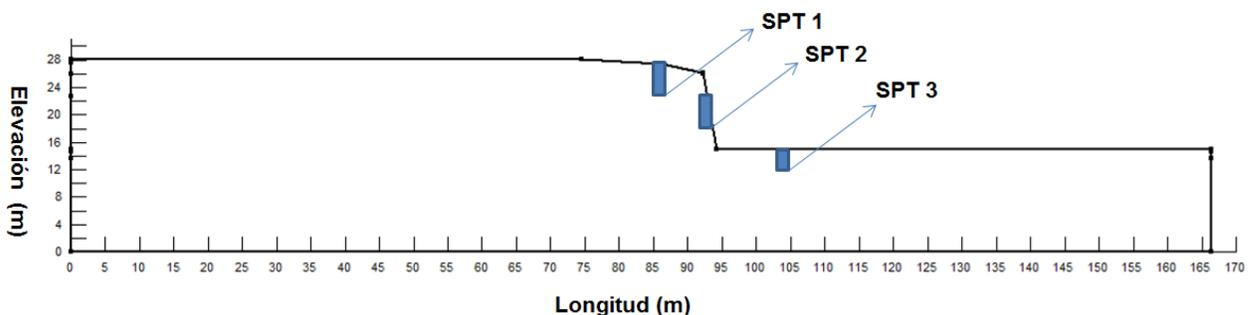


Figura 5.2. Correlación de estratos del talud

Se realizó la corrección del número de golpe de campo, ya que está afectado por factores como: longitud de barra, fricción, la energía con que golpea el martillo no es la efectiva, etc. En la tabla 5.2 se observan estos resultados.

Tabla 5.2. N golpe corregido

Id	Estrato	valor de N corr
SPT 1	1	2
	2	9
	3	29
	4	45
SPT 2	1	3
	2	9
	3	30
SPT 3	1	5
	2	16
	3	65

El valor de N de campo es mayor que el N de golpe corregido, ya que para determinar el valor de N del golpe corregido se tomó en cuenta los factores detallados en capítulo 3, los cuales son:

La presión de confinamiento (C_n) se corrigió con la ecuación de Skempton usando la ecuación 3.15.

La corrección por energía (η_1) en este se utilizó un valor de 0.75 basado en el martillo de seguridad usado en el país de EE.UU.

La corrección por longitud de barras de perforación (η_2) se usó el valor de ,0.75 debido a que las longitudes de las barras utilizadas fueron menores a 4 m

La corrección por tomamuestra (η_3) se usó el valor de 1 ya que no se utilizó el tubo PVC al momento del muestro.

La corrección por diámetro de la perforación (η_4) se usó el valor de 1 ya que el diámetro de la perforación fue aproximadamente 60 cm.

Caracterización de las propiedades físicas de los suelos

Una vez terminada la fase del muestreo de suelos con SPT en el sitio de estudio, se procedió al traslado de las muestras al laboratorio de geotecnia IGG-CIGEO, donde se determinaron las propiedades índices, dichos en ensayos se realizaron considerando las normas ASTM 2008, en sus distintas secciones, por lo que en la tabla 5.3 se muestran estos resultados.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tabla 5.3. Propiedades índices de los suelos

Propiedad	E1 SPT 1 Y SPT 2	E2 SPT 1 Y SPT 2	E3 SPT 1 Y SPT 2	E4 SPT 1	E1 SPT 3	E2 SPT 3	E3 SPT 3
% de humedad	23.7	15.5	14.3	15.2	10.8	11.5	13.2
Peso específico del sólido (g/cm^3)	2.03	1.74	1.66	1.83	1.90	1.89	1.86
Peso específico seco (g/cm^3)	1.64	1.50	1.46	1.59	1.71	1.69	1.64
Gravedad específica (G_e)	2.74	2.27	2.41	2.27	2.46	2.46	2.46
Volumen de vacíos (V_v) cm^3	14.63	13.35	14.69	11.22	10.56	10.98	12.02
Grado de saturación (S)	0.97	0.69	0.58	0.81	0.61	0.63	0.66
Relación de vacíos (e)	0.66	0.50	0.55	0.42	0.43	0.45	0.41
Porosidad (n)	0.40	0.33	0.36	0.30	0.30	0.31	0.37

Observamos que el contenido de humedad de estos suelos varía de 10.8 a 23.70%, en conclusión dichos resultados determinan que en el área de estudio no se encontró en nivel freático.

El peso específico de suelos varía de 1.66 a 2.03 g/cm^3 por lo que determinamos que son suelos bien consolidados. La porosidad de estos suelos varía de 30 a 40%, por lo que podemos concluir que estos suelos tienen una porosidad media; además la gravedad específica varía de 2.27 a 2.74, por lo que se concluye que estos suelos tienen buenas características físicas o están en un rango aceptado.

Comparación de velocidad de corte sísmica (MASW) vs SPT (correlaciones)

El único objetivo de esta comparación es tener una idea de cómo varía la velocidad de corte encontrada con métodos sísmicos y métodos de correlaciones con SPT, la figura 5.3 muestra como varían estos valores respecto a la profundidad.

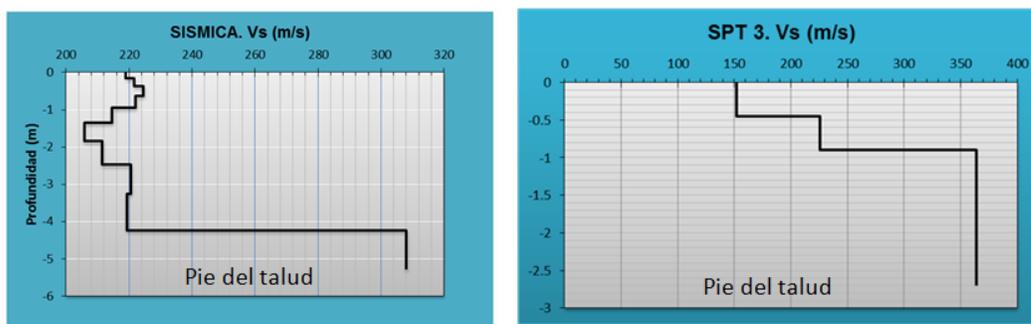


Figura 5.3. Comparación de Vs con sísmica y SPT

La velocidad de corte determinada con métodos sísmicos en la parte del pie del talud muestra que en los primeros 4.24 m de profundidad tiende a cambiar continuamente, ya a partir de 5.30 m aumenta considerablemente de 219.307 m/s a 307.963 m/s.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La velocidad de corte determinada con métodos de correlaciones con SPT a diferencia de la anterior, muestra como la velocidad de corte va aumentando significativamente con la profundidad, esto se debe a que los valores de N golpe de campo son mayores que los encontrados con sísmica, obteniendo un valor de 363.81 m/s, para una profundidad de 2.70 m.

Velocidad de corte a partir de correlaciones con SPT usadas para el cálculo del módulo corte máximo.

Con la determinación de estas velocidades de corte con las correlaciones de SPT (figura 5.4 y figura 5.5), se determinó el módulo de corte máximo para cada material con la aplicación de la ecuación 3.17 planteada por Ohta and Goto (1978), este resultado se usó en la fase del modelamiento del talud en condición dinámica. Por otro lado a partir de cada uno de estos modelos se elaboró un perfil de velocidades de corte donde se correlacionaron los tres SPT (figura 5.6).

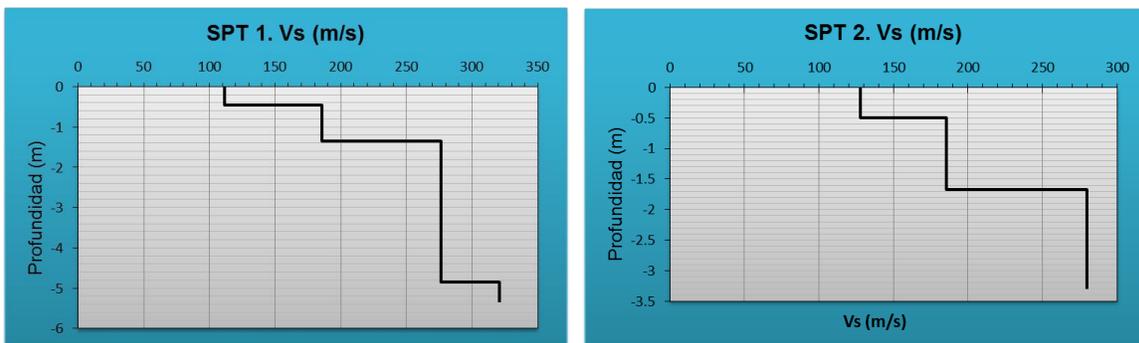


Figura 5.4. Velocidades de corte para SPT 1 y SPT 2.

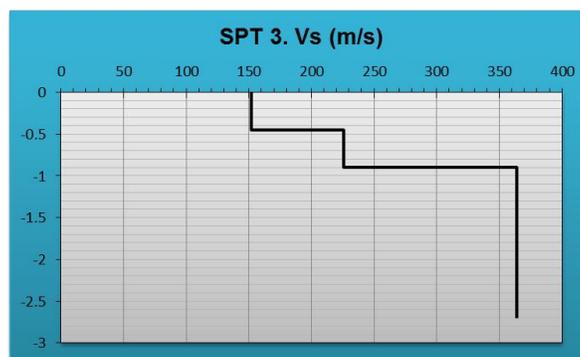


Figura 5.5. Velocidades de corte SPT 3

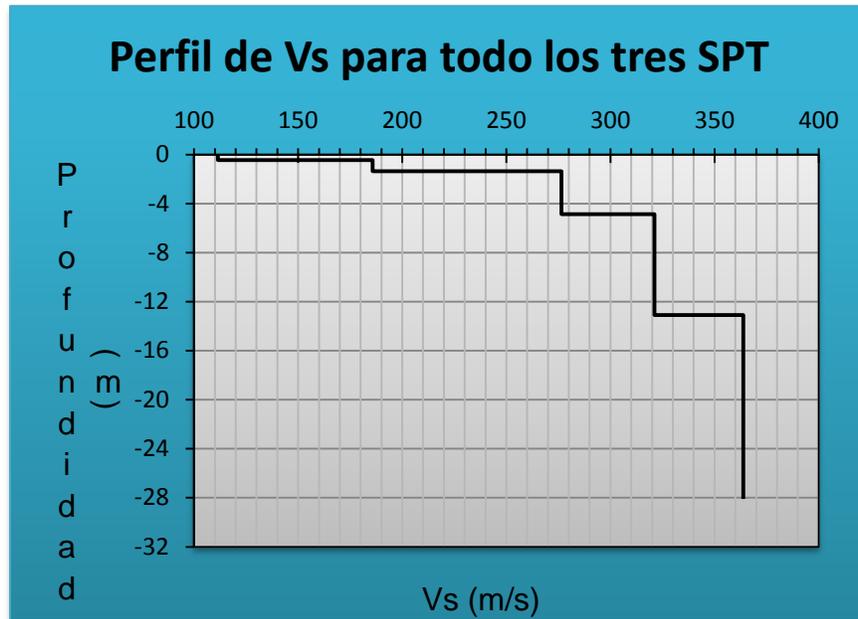


Figura 5.6. Perfil del modelo de la velocidad de corte

Con la elaboración de este perfil se observa claramente el comportamiento de la velocidad de corte en toda la estructura del talud. La cual va aumentando con la profundidad.

5.2. Levantamiento de las viviendas para determinación de sobre-carga

Este levantamiento se realizó para la determinación de sobre-carga producida por las viviendas y el peso propio del suelo, la figura 5.7 muestra todo el área donde se ubican todas las edificaciones.



Figura 5.7. Levantamiento de casas en la Loma Chico Pelón

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se levantaron un total de 50 casas en toda el área de estudio, para el cálculo de sobre-carga se consideró que tanto el peso de las casas como el peso propio del suelo ejercen un esfuerzo efectivo en el perfil de análisis.

Se determinó la distribución de esfuerzos considerando cada casa como carga puntual donde el software lo considera como un elemento macizo. Se tomó en consideración la distancia que hay de cada casa al perfil y su debida profundidad de análisis, posteriormente agregando el esfuerzo originado por el peso propio del suelo, esto con la aplicación de la ecuación 3.18 de Boussinesq (1885) (tabla 5.4).

Tabla 5.4. Esfuerzos efectivos

Estrato	Z(m)	Esfuerzo por peso propio acumulado (Kpa)	Esfuerzo de cargas de casas (Kpa)	Esfuerzos efectivos Verticales totales σ_v (Kpa)
1	0.47	9.31	14.20	23.51
2	2.14	29.82	30.1	59.90
3	5.44	56.36	7.97	64.33
4	13.09	225.24	3.03	228.27
5	13.54	231.26	2.95	234.21
6	14.44	241.97	2.79	244.76
7	28.09	499.29	1.58	500.87

Los valores de los esfuerzos efectivos totales van aumentando a medida que aumenta la profundidad (esfuerzos provocados por el suelo y edificaciones), sin embargo podemos apreciar que los esfuerzos efectivos provocados solamente por la sobrecarga disminuyen a manera que aumenta la profundidad. El esfuerzo originado el peso propio del suelo es la razón más significativa del porque el valor del esfuerzo efectivo total esfuerzo aumente con la profundidad.

El efecto de la sobre carga debido a las casas se podría decir que influye poco en las consideraciones de esfuerzo totales. Esta consideración se debe a que las casas ubicadas sobre el talud son en su mayoría de una planta por lo que originan poca sobrecarga, sería diferente si en la zona hubiesen grandes construcciones, como edificios o estructuras.

Perfil del talud

El Perfil de talud (figura 5.8), muestra algunas casas ubicadas en la parte de la corona del mismo en vista en perfil.

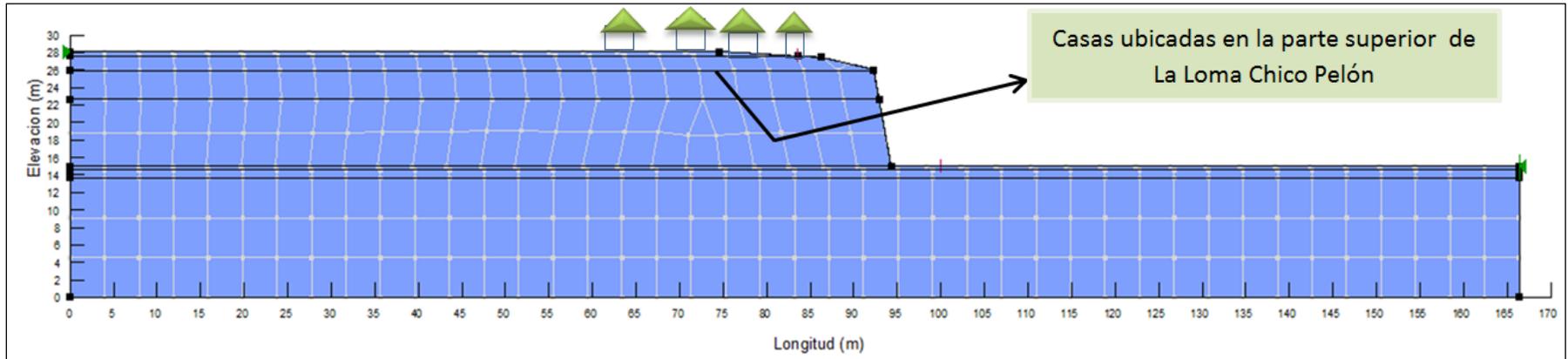


Figura 5.8. Perfil del talud y casas ubicadas en el mismo

El perfil en estudio tiene una longitud de 166.36 m y una elevación de 28.09m, se decidió usar esta geometría del talud para reducir posibles efectos provocados por las condiciones de fronteras al momento de realizar el análisis. El talud está conformado por arena limosa (SM), es un material bastante homogéneo con ciertas variaciones en sus propiedades físicas y mecánicas. Para una caracterización a mayor detalle el talud se idealizó en siete estratos con espesores variables desde 0.47 a 14.10m.

5.3. Modelamiento del talud en condición estática y dinámica

Existen ciertos parámetros que se deben considerar en estas dos fases de análisis, para realizar estabilidad del talud, entre los cuales tenemos:

La caracterización geotécnica de los suelos, propiedades mecánicas e índices tales como: cohesión (C), ángulo de fricción interno (Φ) fue determinado por correlaciones SPT con la aplicación de la ecuación 3.20 expuestas por Peck, Hanson y Thornburn, peso específico (γ) y índice de plasticidad fueron determinados en el laboratorio y son mostrados en la tabla 5.5.

- ❖ Con las características de los materiales ya definidas se realizó el perfil del talud para iniciar la fase del modelamiento, agregándole a este las consideraciones de carga (esfuerzos verticales y esfuerzos de confinamiento).
- ❖ En el perfil del talud se introdujeron cada uno de los materiales con su espesor correspondiente; cabe señalar que las propiedades del suelo se introdujeron en el programa tomando en cuenta el análisis aplicado en cada condición.

Tabla 5.5. Parámetros utilizados en la fase de modelamiento del talud

Id	Estrato	Profundidad (m)	Angulo de fricción interno (Φ)	Peso específico γ (KN/m ³)	Cohesión (C)	Índice de plasticidad
SPT 1	1	0.00-0.45	25°	19.81	0	NP
	2	0.45-1.35	30°	17.09	0	NP
	3	1.35-4.85	39°	16.28	0	NP
	4	4.85-5.35	48°	17.25	0	NP
SPT 2	1	0.00-0.50	26°	19.81	0	NP
	2	0.50-1.67	30°	17.09	0	NP
	3	1.67-3.30	39°	16.28	0	NP
SPT 3	1	0.00-0.45	28°	18.64	0	NP
	2	0.45-0.90	34°	18.54	0	NP
	3	0.90-2.70	48°	18.25	0	NP

El ángulo de fricción interno varia de 25° a 48°, por lo que se concluye que estos suelos son bien compactos con valores altos, además determinamos que los suelos de la parte de abajo están bien consolidados, al igual obtuvimos valores altos del peso específico para cada estrato variando entre 16.28 a 19.81KN/m³.

Todos estos materiales son suelos arenosos en su mayoría, ya que la clasificación resultó arena limosa en algunos casos con grava, por lo que son suelos no cohesivos esto lo podemos observar en las tabla antes citada; es por lo que al

momento de realizar el ensayo de los límites de Attemberg, determinamos que estos son suelos no plásticos (NP).

5.3.1. Cálculo del factor de seguridad estático

Para el cálculo del factor de seguridad estático se utilizó Slope/W una herramienta del software Geo-Studio. Para dicho análisis se consideró la geometría del talud, caracterización de los materiales que conforman el mismo. En esta fase se obtuvieron factores de seguridad por medio de la aplicación de dos métodos de equilibrio límite estos son: método de Spencer y método de Morgenstern-Price.

Para realizar este análisis del talud en estas condiciones, se consideró los parámetros del suelo basado en el criterio de Mohr Coulomb (que tiene como base la cohesión, la fricción y los esfuerzos verticales).

Una vez terminada toda la metodología detallada en el capítulo 4 para modelar el talud, se fue iterando hasta encontrar el tipo de falla crítica con su respectivo factor de seguridad, basado en el criterio de (Mora & Rojas, 2011). Los factores de seguridad que se obtuvieron son mostrados en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Factor de seguridad estático

Método de equilibrio de límite	Factor de seguridad estático	
Spencer	1.107	1.488
Morgenstern-Price	1.106	1.487

Los resultados para cada par de valores se realizaron en las mismas delimitaciones de las superficies de fallas, es decir ya una vez identificado la superficie crítica de falla y delimitada la misma se calculó el factor de seguridad para un método y después solo se cambió al otro método obteniendo un factor de seguridad diferente, pero como observamos los resultados en la tabla 5.9, se puede concluir que prácticamente no existe ninguna diferencia en estos resultados obtenidos.

En estas condiciones los factores de seguridad obtenidos fueron más altos comparados con la condición dinámica, ya que la estabilidad del talud no está inducido por un movimiento. Con estos factores de seguridad se realizó el mapa amenaza con sus respectiva zonificación.

5.3.2. Calculo del factor de seguridad dinámico

Para evaluar la estabilidad del talud en esta condición, se realizó en tres fases principales, las cuales tenían como objetivo la determinación del comportamiento del mismo antes y después del movimiento. En la primera fase se determinaron los esfuerzos geo- estáticos iniciales del talud y las sobrecargas atribuidas a la construcciones sobre el talud. El segundo modelo es el encargado de evaluar el talud inducido por un movimiento sísmico, en este caso se utilizó el registro del acelerograma del terremoto de Managua de 1972 y en la tercera fase se determinaron las deformaciones máximas, aceleraciones y el factor de seguridad durante y después del sismo.

Antes de la generación de modelos es indispensable obtener los parámetros generales del talud como el perfil, la determinación del suelo modelado, las cargas externas del talud.

Para este análisis fue necesario calcular el esfuerzo de confinamiento medio, a partir de los resultados de los esfuerzos efectivos totales, ya que al momento de evaluar la estabilidad del talud en condición dinámica es necesario ingresar este valor, en la (figura 5.9) se muestra este resultado.

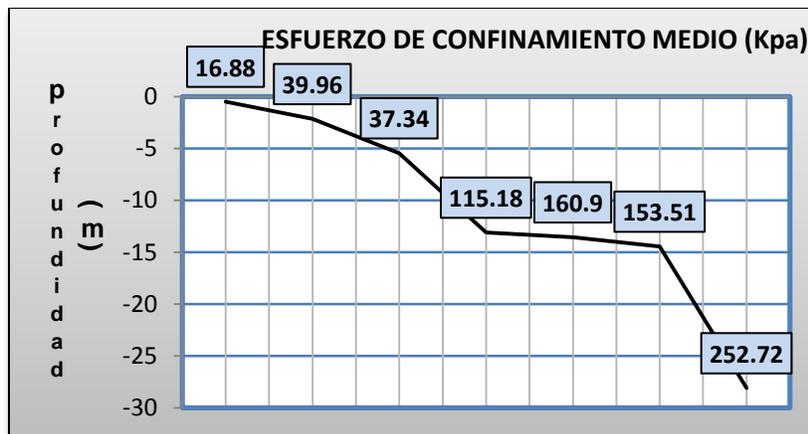


Figura 5.9. Esfuerzo de confinamiento medio

El valor del esfuerzo de confinamiento medio como se puede observar en la figura 5.7, este valor para una profundidad de 5.44m presenta una disminución del esfuerzo, esto puede ser dos parámetros: uno el factor K_0 (coeficiente de reposo) el cual está ligado al ángulo de fricción interno y dos el esfuerzo efectivo vertical para esta profundidad es relativamente bajo comparado con las últimas profundidades, pero al final va aumentando poco a poco.

Para modelar el talud en condición dinámica fue necesario calcular los valores de módulo de corte máximo y amortiguamiento para cada material (tabla 5.7), estos valores se determinaron a partir de la velocidad de corte que se encontró con el perfil de todos los SPT y además con la aplicación de la ecuaciones 3.8, 3.9 y 3.10 desarrolladas por Ishibashi y Zhang (1993).

Tabla 5.7. Parámetros utilizados para el análisis dinámico

Id	Estrato	Profundidad (m)	Vs (m/s)	G _{max} (Kpa)	Amortiguamiento (%)
SPT 1	1	0.00-0.45	111.39	25054.24	0.01
	2	0.45-1.35	185.75	60106.76	0.01
	3	1.35-4.85	276.50	126876.55	0.01
	4	4.85-5.35	321.05	181246.63	0.01
SPT 2	1	0.00-0.50	127.85	33008.31	0.01
	2	0.50-1.67	185.75	60106.76	0.01
	3	1.67-3.30	279.71	129835.42	0.01
SPT 3	1	0.00-0.45	152.10	43958.40	0.01
	2	0.45-0.90	225.88	96429.00	0.01
	3	0.90-2.70	363.81	246229.62	0.01

El valor G_{max} para cada uno de los estratos de los sondeos varía muy significativamente ya que este valor prácticamente depende de la velocidad de corte y del peso específico de cada material, por lo que si estos dos valores son altos, obtendremos un módulo de corte alto. El valor del amortiguamiento es el mismo para todos los estratos, ya que asumimos que el módulo de reducción $G/G_{max} = 1$ y como los suelos son no plásticos entonces por tal razón obtuvimos el mismo valor, las ecuaciones que se utilizaron para estos cálculos fueron descritas en el capítulo dos.

Para el análisis dinámico se obtuvieron resultados de esfuerzos geo-estáticos, resultados del comportamiento del talud inducido por un sismo en este caso el terremoto de Managua de 1972 (resultados de deformaciones, aceleración) y factor de seguridad dinámico.

Análisis estático inicial Quake/W 2007:

En este modelo se determinaron los esfuerzos estáticos atribuidos a fuerzas geo-estáticas y cargas de edificaciones en el talud, esto se determinó en el inciso 5.2, además no se evaluó la presión de poro en el talud por la ausencia del nivel freático. La distribución de los esfuerzos efectivos en el talud se muestra en la figura 5.10.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

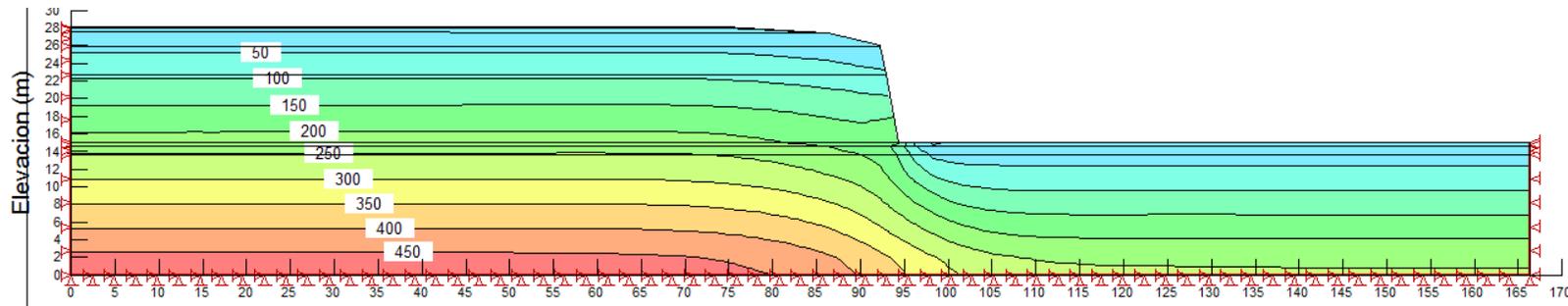


Figura 5.10. Esfuerzos estáticos iniciales

Los esfuerzos verticales aumentan con la profundidad (color rojo) y disminuyen superficialmente (color azul); se puede concluir que las cargas inducidas por las edificaciones no son suficientes para modificar los esfuerzos debido al peso propio del material, estos resultados pueden interpretarse como que la influencia de las edificaciones en el análisis puede llegar a ser despreciable por lo que el factor antropogénico (esfuerzos externos) no modifica los valores de esfuerzos iniciales en la estabilidad del talud sin embargo en este análisis fue tomada en cuenta la sobrecarga. Por otro lado los factores que pueden modificar apreciablemente estos resultados son: el factor hidro-meteorológicos (precipitación) y el factor de deforestación que es un proceso antropogénico estos si son importantes, (Badillo et al, 2002).

Comportamiento dinámico Quake/W 2007:

En este modelo se determinaron resultados que indican cuáles son los puntos que presentan mayor esfuerzo, e indican cuál puede llegar a ser la dirección del movimiento (figura 5.11), la zona mayormente afectada sería la más próxima al talud.

Deformaciones permanentes de toda la estructura del talud para el último tiempo del registro (45.69 s)

El siguiente modelo permitió considerar las deformaciones permanentes en la estructura del talud después del sismo (figura 5.12), estas deformaciones que puedan generar grietas e incluso colapso de las edificaciones.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

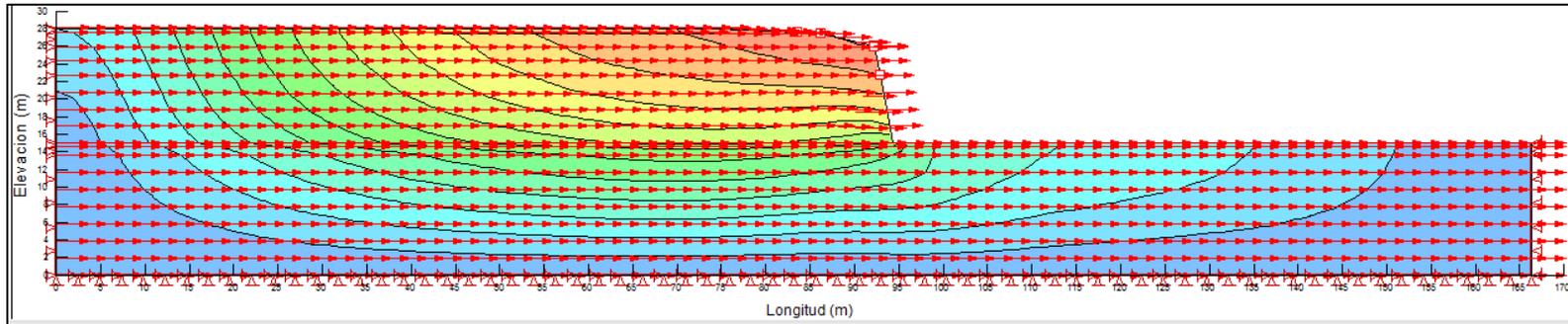


Figura 5.11. Dirección de los desplazamientos inducidos por el sismo

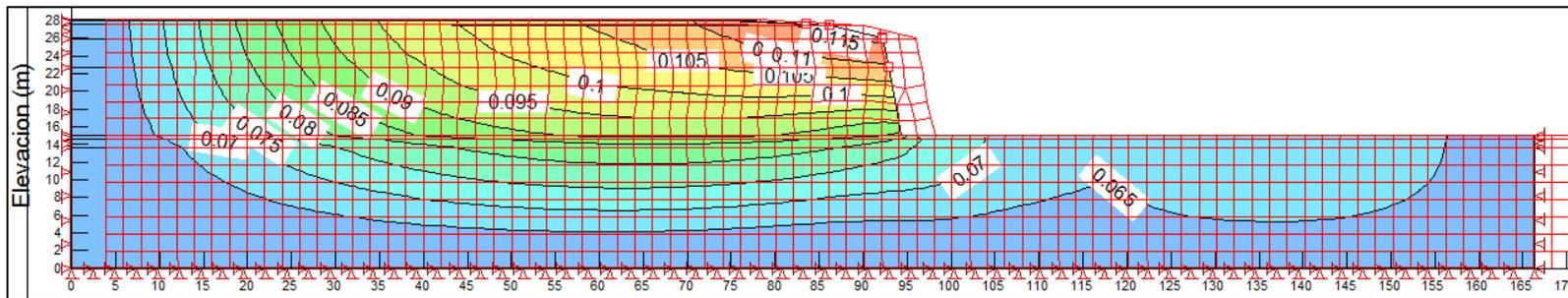


Figura 5.12. Deformaciones permanentes en la estructura del talud

En la figura 5.11 se muestran la dirección de los desplazamientos, el color rojo demuestra mayor deformación y el color azul menor deformación, los vectores indican la dirección posible del movimiento del terreno, inducido por el sismo de Managua de 1972, el lugar donde se genera mayor esfuerzos y deformaciones es en la parte superior exactamente en la ubicación de las viviendas o las construcciones, es en esta parte (corona del talud) que se produciría la inestabilidad ante un movimiento sísmico quizás no el colapso total del talud pero induciría deformaciones permanentes.

La deformación en el talud provocada por el terremoto de 1972, se representa en la figura 5.12. La deformación de la malla según la dirección de análisis del movimiento genera un desplazamiento de esta respecto a su punto de origen, obteniéndose un desplazamiento máximo horizontal de 11.5 cm, esto ocurre en la corona del talud.

Es importante mencionar que las construcciones en general son estructuras poco flexibles, así que un desplazamiento máximo de 11.45cm generaría grietas significativas e incluso el colapso de las estructuras, habría que valorar las casas construidas de madera que podrían absorber cierto movimiento, sin embargo podrían sufrir daños debidos a posibles desplazamientos que se puedan generar.

Factor de seguridad Slope/W 2007:

Son dos los tipos de resultados que se obtuvieron de Slope/W al finalizar con el análisis dinámico por elementos finitos, estos son: variación del factor de seguridad durante el sismo y la deformación permanente que sufrirá la estructura, ambos para la superficie crítica.

Factores de seguridad durante el sismo

A continuación se presenta la gráfica de la variación del factor de seguridad durante el sismo (figura 5.13), esto para la superficie crítica de falla detallada en el capítulo 4 de esta investigación, bajo el efecto de las componentes del acelerograma del terremoto de Managua de 1972.

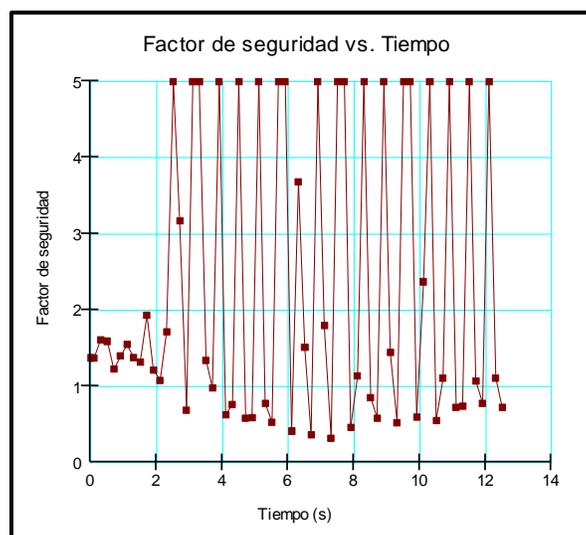


Figura 5.13. Factores de seguridad durante sismo del 1972

La variación del factor de seguridad durante el tiempo, es decir, se tienen factores de seguridad diferentes para toda la duración del sismo. De igual manera se observa en la gráfica que existen $F_s < 1.0$, esto no quiere decir que el talud vaya a fallar en ese momento, sino que se está produciendo una deformación permanente en ese instante.

En este caso el FS varía entre 5 y 0.32, para un tiempo crítico de 12.49 s mismo que proporciona el programa, lo que indica para este valor menor ocurre estabilidad del talud, además se obtuvo un desplazamiento máximo de 6.4 cm (figura 5.14).

Deformación permanente

El procedimiento que utilizó el programa para estimar las deformaciones permanentes se basa en los conceptos del análisis del bloque deslizando de Newmark, detallado en el acápite 2.3.2.2.

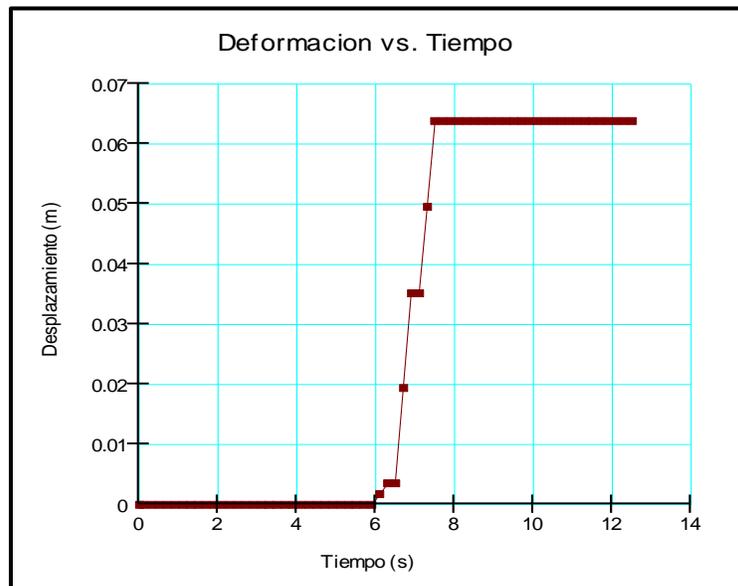


Figura 5.14. Desplazamiento, sismo de Managua 1972

El procedimiento consistió en realizar un análisis de estabilidad en cada instante del sismo y calcular el factor de seguridad para diferentes superficies de falla. En este caso esta deformación es para la superficie de falla crítica. Algo que mencionamos es que cuando se obtienen un $F_s < 1.0$, en conclusión implica un movimiento de la masa sobre la superficie de falla y por lo tanto habrá una pequeña deformación permanente en ese instante. La suma de cada pequeña deformación permanente durante el sismo da como resultado la máxima deformación permanente de la falla, al final del movimiento.

En la gráfica de resultados, se observa como el desplazamiento continua variando hasta 6.4cm, pero después al transcurrir el tiempo este continua constante, esto significa que este valor de desplazamiento se debe de tomar mucho en consideración, en cuanto a cómo reaccionarían las edificaciones ubicadas en la parte superior del talud ante un evento sísmico.

Realizando un análisis del factor de seguridad en condición estática y dinámica, para la superficie crítica de falla concluimos que el factor de seguridad es menor dinámicamente ya que la estabilidad del talud esta inducido por un sismo, por lo que provoca desplazamientos y deformaciones en toda la estructura de las regiones del talud, a continuación presentamos el factor de seguridad dinámico exactamente en la misma coordenada del análisis estático (figura 5.15).

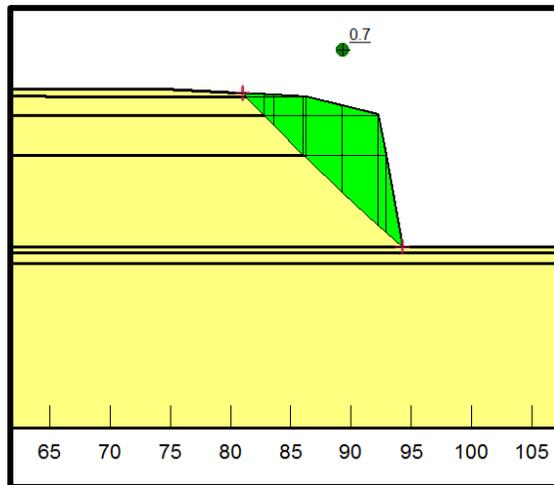


Figura 5.15. Factor de seguridad dinámico

Comparando ambos resultados en el análisis estático obtuvimos un $F_s=1.10$, mientras en esta condición obtuvimos un $F_s= 0.70$, por lo que podemos concluir que al obtener un $F_s < 1.0$ no significa que el talud colapse totalmente, sino que están ocurriendo deformaciones permanentes en ese instante.

5.4. Mapas de amenaza preliminares

Para la elaboración de estos mapas de amenaza se consideró el factor de seguridad y además la condición crítica de falla del talud (figuras 5.16 y 5.17). El criterio que se usó para determinar estas zonas de amenazas de inestabilidad de un talud fue planteado por (Mora & Rojas, 2011), el cual considera:

Talud de amenaza alta: $F_s < 1.1$

Talud de amenaza media: $1.1 < F_s < 1.5$

Talud de amenaza baja: $F_s > 1.5$

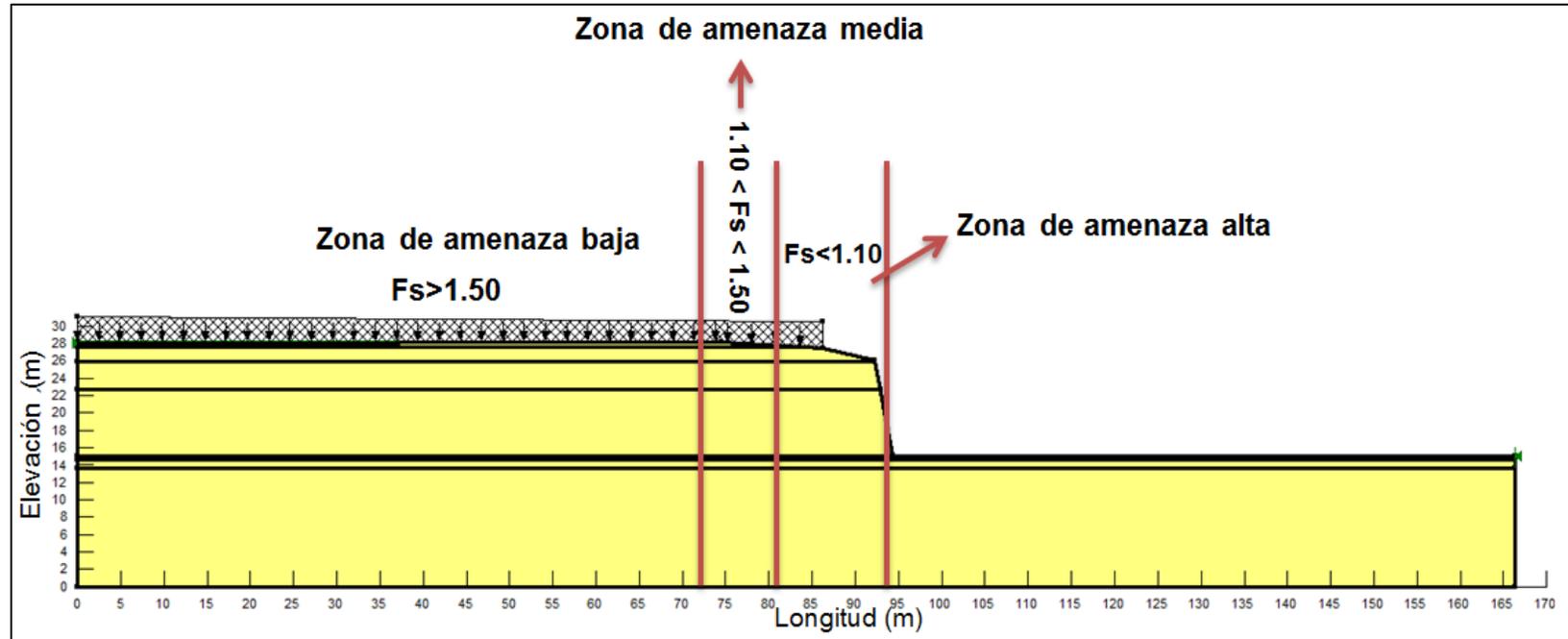


Figura 5.16. Mapa de amenaza condición estática

La falla crítica se determinó a partir de iteraciones, en este caso la falla más significativa fue la rotura por pie del talud. Como observamos en la gráfica la zona de amenaza alta se ubica entre las coordenadas (81, 27.75) y (94.27, 15); mientras la zona de amenaza media se ubica entre las coordenadas (72, 28.00) y (81, 27.75). La zona de amenaza baja se ubica entre las coordenadas (0, 28.09) y (72, 28.00), es en esta parte donde se encuentran más edificaciones.

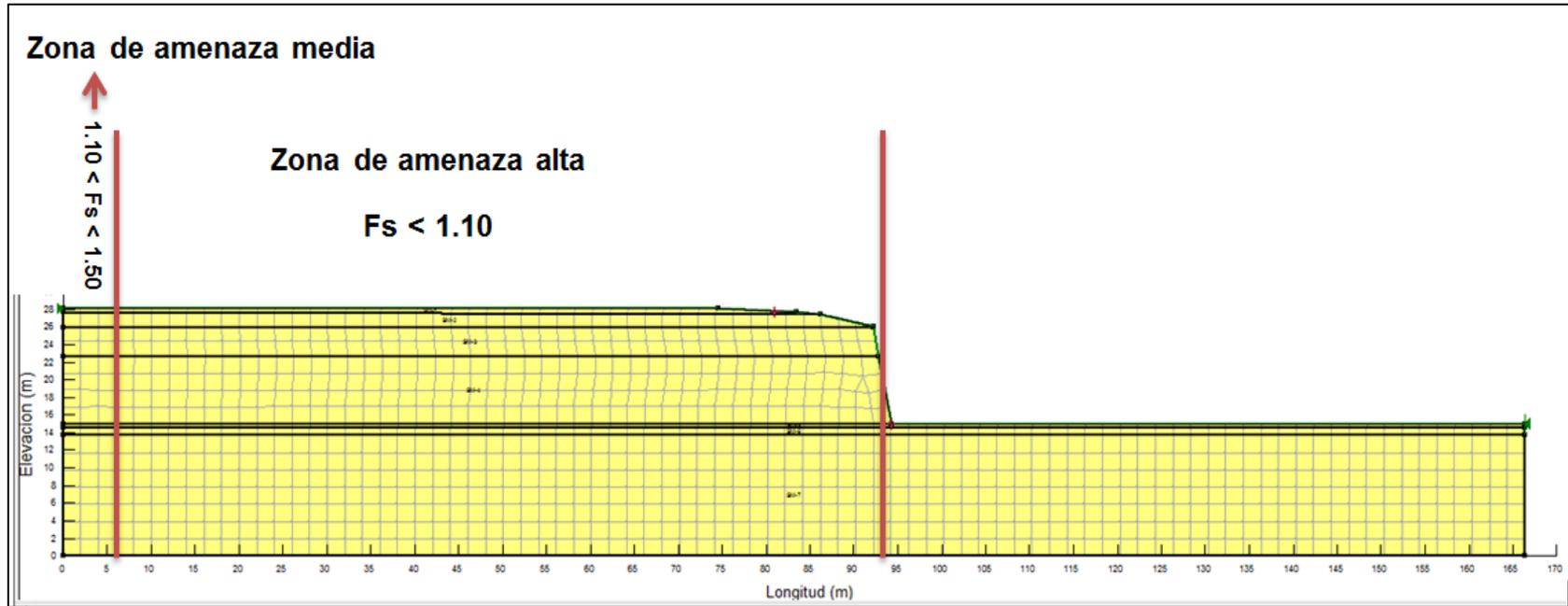


Figura 5.17. Mapa de amenaza condición dinámica

La falla crítica se determinó a partir de iteraciones, en este caso la falla más significativa fue al igual que en condiciones estáticas rotura por pie del talud. Como observamos en la gráfica la zona de amenaza alta se ubicó entre las coordenadas (6.00, 28.09) y (94.27, 15); mientras la zona de amenaza media se ubicó entre las coordenadas (0, 28.09) y (6.00, 28.09), por lo que podemos concluir que la mayor parte de las edificaciones están en la zona de amenaza alta de inestabilidad del talud ante la ocurrencia de un evento sísmico, como es razonable en este análisis obtuvimos factores de seguridad muchos más bajos que los valores en condiciones estáticas.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Además se presentan mapas preliminares donde muestran estas áreas con distintos colores para referenciar la categoría de amenaza y apreciar la cantidad de edificaciones que quedan en las distintas zonas (figura 5.18) mapa de amenaza condición estática.



Figura 5.18. Mapa de amenaza condición estática

Como se observa en el mapa de amenaza en condición estática, el color rojo representa la zona de amenaza alta con área aproximada de 3673 m², en esta zona se encuentran 8 casas; mientras el color celeste representa la zona de amenaza media con área aproximada de 2328 m², en esta zona se encuentran 5 casas. El color crema representa la zona de amenaza baja con área aproximada de 8923 m², en esta área se encuentran 37 casas.

Cada una de estas áreas de amenaza se determinaron a partir del factor de seguridad con la aplicación del programa de cómputo, para esto se fue probando donde se encontraba la falla crítica del talud, siendo es este caso la falla por pie del talud, las cuales fueron esquematizada mediante el uso de software ArcMap 10.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Además se presenta el mapa de amenaza en condición dinámica, donde al igual que el anterior se puede apreciar la cantidad de edificaciones que quedan en cada zona, en este caso todas las viviendas están en la zona de amenaza alta (figura 5.19).



Figura 5.19. Mapa de amenaza condición dinámica

Como se observa en el mapa de amenaza en condición dinámica, el color rojo representa la zona de amenaza alta con área aproximada de 14924 m², en esta zona se encuentran 50 casas, lo quiere decir que ante un evento sísmico de magnitud igual al terremoto de Managua de 1972 todas estas casas se encontrarán en una de alta amenaza de inestabilidad del terreno. Es justo mencionar que al decir que esta zona sea de amenaza alta no significa que va colapsar, sino que es una zona de inestabilidad.

Al igual que el análisis estático, estas áreas de amenaza se determinaron a partir del factor de seguridad con la aplicación del programa de cómputo, para esto se fue probando donde se encontraba la falla crítica del talud, siendo es este caso la falla por pie del talud, las cuales fueron esquematizada mediante el uso de software ArcMap 10.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Las conclusiones de este estudio están basadas en los resultados y discusión presentados previamente. Esta sección está dividida en las principales fases abordadas en el estudio.

Caracterización geotécnica de los suelos de La Loma Chico Pelón

La caracterización geotécnica de los suelos del área de estudio ha sido evaluada por medio de sondeos a percusión (SPT) y muestreo tipo alterado. A los suelos provenientes de los sondeos se les realizó ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índices.

De acuerdo a las pruebas de campo y clasificación geotécnica en el laboratorio, el principal tipo de material encontrado fue arena limosa (SM) con características no plásticas.

Un aspecto importante en la investigación del subsuelo es que de acuerdo a profundidad investigada en las perforaciones y humedades de los materiales encontrados in situ, no indican la presencia de nivel freático, por lo que se trabajó con esfuerzos totales iguales a los efectivos al momento de modelar el talud.

Modelamiento del talud en condición estática y dinámica

Se modeló el talud en condiciones estáticas y dinámicas. En la condición estática se utilizaron dos métodos de equilibrio de límite (Morgenstern-Price y Spencer). La condición dinámica se evaluó por el método de elementos finitos (MEF) utilizando datos del sismo de Managua de 1972.

El análisis se basó en el cálculo de factores de seguridad críticos para cada condición, donde se tomaron en consideración factores como: topografía del talud (perfil), características del suelo (propiedades físico-mecánicas), sobre-carga del talud (peso de las viviendas y peso propio del suelo) y por último se consideró la ocurrencia de un evento sísmico (análisis dinámico).

De los resultados del análisis estático, se puede concluir que:

- ✚ El efecto de sobre-carga inducido por las edificaciones de la zona es prácticamente despreciable en este análisis, comparado con el peso propio del suelo que en este caso es el que influye más en el análisis.
- ✚ El factor de seguridad crítico se determinó para falla por pie del talud, esto a partir de iteraciones ejecutadas en el programa de cómputo.
- ✚ Los factores de seguridad obtenidos por los dos métodos de equilibrio de límite (Morgenstern-Price y Spencer), dan valores muy aproximados obteniendo variación hasta en el tercer decimal, esto se debe a que ambos métodos se consideran como los más precisos de equilibrio de límite.
- ✚ Para considerar las zonas de amenaza se consideró el criterio planteado por (Mora & Rojas, 2011), la ubicación de esta zona se determinó en una área donde actualmente existen viviendas, para esta zona el $F_s < 1.1$, esto no quiere decir que estas edificaciones puedan colapsar sino que existe una inestabilidad permanente en el terreno.

De los resultados del análisis dinámico, se puede concluir que:

- ✚ Al igual que el análisis estático el factor de seguridad crítico se determinó para falla por pie del talud, esto a partir de iteraciones ejecutadas en el programa de cómputo.
- ✚ Las cargas inducidas por las edificaciones en el talud, no son suficientemente significativas para modificar los esfuerzos efectivos, comparado con el peso mismo del material (suelo), esto puede interpretarse como que la influencia de las edificaciones en el análisis dinámico pueda llegar a ser despreciable.
- ✚ Se obtuvo un desplazamiento horizontal máximo de 11.5 cm, esto ocurre para toda la estructura del talud, por lo que es muy importante tomarlo en cuenta para las construcciones en general, ya que estas son poco flexibles y no podrían absorber este movimiento.
- ✚ Se obtuvieron factores de seguridad menor que uno, lo cual se puede interpretar como (inestabilidad), es decir, que en ese instante de tiempo están ocurriendo deformaciones permanentes en el terreno.

✚ Todas las edificaciones del área de estudio se ubican en la zona de amenaza alta, por lo que las autoridades locales deben de tomar en cuenta estos resultados, ya que Managua se caracteriza por altamente vulnerable a eventos sísmicos por la presencia de fallas geológicas.

Mapas preliminares de amenaza de inestabilidad del talud en condición estática y dinámica.

Se realizaron mapas de amenaza donde se tomaron en cuenta parámetros tales como; factor de seguridad antes, durante y después del sismo. Para la elaboración de estos mapas se tomó como criterio el de (Mora & Rojas (2011) donde plantea:

Amenaza estática: en este análisis solo se consideró el efecto de sobre-carga (edificaciones y peso propio del suelo), donde en base al factor de seguridad se puede concluir que:

✚ En la zona de amenaza alta se encuentran 8 casas, mientras en la zona de amenaza media se encuentran 5 casas y la zona de amenaza baja se encuentran 37, en toda esta área se encuentran 50 casas.

Amenaza dinámica: en este caso el talud analizado esta inducido por un movimiento sísmico (terremoto ocurrido en Managua en 1972), donde en base al factor de seguridad se puede concluir que:

✚ En la zona de amenaza alta se encuentran las 50 casas, por lo que todas estas edificaciones pueden estar más vulnerables ante un sismo, esto no quiere decir que estas estructuras puedan colapsar, sino que están ocurriendo deformaciones permanente y esto provoca inestabilidad en el terreno.

Un aspecto importante es que las construcciones que se encuentran sobre el talud no fueron construidas con un diseño muy exigente o exhaustivo, por lo que estas presentan vulnerabilidad estructural y puedan sufrir daños.

6.2. Recomendaciones

Tomando en cuenta las anteriores conclusiones se tienen las siguientes recomendaciones:

- ✚ Realizar campañas de sensibilización a la población sobre este tema por parte de las autoridades locales, ya que actualmente la población no conoce la problemática que conlleva el vivir en la zona de amenaza alta y en la zona de amenaza media.
- ✚ Tomar esta investigación como referencia para poder ejecutar futuras evaluaciones de estabilidad en nuestro país, realizando un trabajo exhaustivo y de esta manera se obtendrán resultados donde las autoridades locales los tomen en cuenta dentro de su planificación.
- ✚ Proveer la zona del de un sistema eficiente de drenaje que permita la recolección y evacuación de las aguas superficiales drenándolas eficientemente hacia una red de evacuación e impidiendo que toda esta escorrentía llegue al talud.
- ✚ Proteger el terreno contra la erosión usando vegetación (grama) o geotextil, debido a la escorrentía que puede generar arrastre y los materiales superficiales del sitio son susceptible a la erosión por ser de baja plasticidad.
- ✚ Para futuras evaluaciones de estabilidad de taludes en nuestro país se sugiere el uso del software Geostudio por las múltiples aplicaciones que este tiene.

7. BIBLIOGRAFIA

- Abramson, W., & Boyce, M. (2002). Slope stability and stabilization methods, Second Edition, John Wiley and Sons Inc. Wiley.
- Arce. (1973). " Tephra stratigraphy and physical aspects of recent volcanism near Managua ". California.
- Ayala, F. (1987). Manual sobre taludes. Madrid.
- Bice, D. (1980). Tephra stratigraphy and physical aspects of recent volcanism near Managua. Managua.
- Bishop, A. (1960). Stability Coefficients for Earth Slopes (Vol. 5 Geotechnique). New York.
- Bishop, W., & Bjerrum, L. (1960). The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. Colorado.
- Brown, B., & King, P. (1966). Automatic Embankment Analysis Equilibrium and Instability Conditions", Journal of Soil Mechanics and Foundation division, ASCE.93 (SM4).
- Brown, R., Ward, P., & Plafker, G. (1973). Geologic and seismologic aspects of the Managua, Nicaragua, earthquakes of December 23, 1972. Managua.
- Chugh, K. (1981). Pore water pressure in natural slopes (Vol. 5).
- Chummar, A. (1992). "Stability of hill slopes prone to slides" Proceedings of the sixth international.
- Clough, W., & Woodward, J. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.
- Collins, B., & Znidarcic, D. (1997). Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flow. Rio de Janeiro: Landslides.
- Corominas, J., & Yague, G. (1997). Terminologia de los movimientos de ladera. Granada.
- Das, B. (1985). Advanced Soil Mechanics. USA: Graw Hill.
- Del Valle, E. (1973). Daños causados por los temblores del 23 de Diciembre de 1972 en las construcciones de Managua.Publicacion 313, Instituto de Ingenieria, Universidad Nacional Autonoma de Mexico-UNAM.
- Dewey, J., Algermissen, S. T., Langer, C., Dillinger, W., & Hopper, M. (1974). The Managua Earthquake of 23 December 1972: Location, focal mechanism, and Relationship to Recent Seismicity of Nicaragua. U.S. Geological Surde Prof. Managua.
- Díaz, R. (2006). Dinámica de suelos, Editorial Limusa, S,A. De CV. 310 Páginas. México.

7. BIBLIOGRAFIA

- Duncan, J., & Wright, G. (2005). " Soil strength and slope stability, John Wiley y Sons Inc".
- Ekholm, P., & Norberg, O. (1998). "SASW measurements in Managua, Nicaragua". (Master thesis): Stockholm, Kungliga Tekniska Hogskolan. page 448.
- Estrada, U. G. (1973). Managua Antisísmica. (Su ruina y reconstrucción). Bogotá.
- Faccioli, E. (1973). Microzonation criteria and seismic response studies for the city of Managua. Proceedings of the Conference on the Managua, Nicaragua Earthquake of December 23, 1972. Managua.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the Stability of Earth Dams. Proceedings of the Second Congress of Large Dams.
- Geo-studio. (2004). Manual computacional Slope/W Y Quake/W.
- Hansen, F., & Chavez, V. (1973). Iseismal maps of the Managua December 23, 1972 earthquake. Earthquake Engineering Research Institute, Conference Proceedings. California.
- Hernandez, R. (2009). Reevaluación del efecto de sitio y propuesta de clasificación de terrenos con fines de diseño sísmico para Managua, Nicaragua. Managua.
- Hodgson, V. (2000). Geología del área de Managua. Seminario de Estructura Facultad de Ciencias Física y Matemática Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua UNAN. Managua.
- Holtz, D., & Kovacs, D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Hradecky, P. (1997). " Geología y amenaza geológica en Managua, Nicaragua, Czech geological service and INETER ". Prague-Managua.
- Hradecky, P. (2001). " Informe final de consultoria para el proyecto: Actualización del mapa Geológico estructural del área de Managua. Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales INETER (INETER), Managua.
- Hutchinson, J. (1968). Mass Movement. New York.
- INETER. (2000). Fallas geológicas de la zona de Managua.
- INETER. (2002). Actualización de fallas geológicas de Managua (Área de Geofísica). Managua.
- INETER. (2003). Caracterización Climatológica de la Ciudad de Capital. Managua.
- INETER. (2005). Inestabilidad De Laderas. Managua, Nicaragua.
- Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. University of Washington.
- Knudson, C., Perez, V., & Mathiesen, R. (1974). Strong-motion instrumental records of the Managua earthquake of December 23, 1972. Bull. seis.soc.Am. 64, 1049-1067.

7. BIBLIOGRAFIA

- Kutterolf, S., Freundt, A., Perez, W., Wehrmann, H., & Schmincke, H. (2007). Late pleistoceno to holoceno temporal sucesion and magnitudes of highly-explosive volcanic eruptions in west-central Nicaragua. *J. Volcanol. Geotherm. Res.* 163,55-82.
- Leeds, D. (1973). Destructive earthquake of Nicaragua. Earthquake engineering research Institute conference proceedings . California.
- Lewis, Y. (2007). Deslizamiento De Tierras. Michigan.
- Mendoza, J., Domínguez, L., & Melara, E. (2001). Deslizamiento y flujo de tierras en una ladera debidos a un sismo: el caso de Las Colinas, Santa Tecla, El Salvador C. A., Memorias de la XXI Reunión Nal. de Mec. de Suelos, Queretaro Qro., Vol. 1. Mexico.
- Mendoza, P., & Gabino, P. (2005). Análisis numérico de flujo y la estabilidad de un talud de mineral de cobre, Universidad Católica de Río de Janeiro.
- Morgenstern, R., & Price, E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*.
- Nemcok, A., Pasek, J., & Ryber, J. (1972). Classification of landslides and other mass movements. *Rock Mechanics*.
- Newmark, M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Fifth Rankine Lecture, vol2.
- Obando, E. (2009). Simplified vertical array set-up for seismic amplification evaluation. Licenciate thesis, Lund University.
- Parrales, R., & Picado, M. (2001). Análisis de Espectros de Respuesta en el área de la Ciudad de Managua. Managua-Nicaragua.
- Petterson, K. (1955). The Early History of Circular Sliding Surfaces, *Geotechnique*, Vol. 5.
- Rosales, C. (2001). Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia. Tesis Ingeniería Civil. Santiago de Cali. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 275 Páginas.
- Samuel, E., & Sevilla, C. (2008). Caracterización de sitio para la instalación de un arreglo vertical de monitoreo sísmico en la UNAN - Managua. Managua.
- Sepulveda, A. (2011). Comportamiento sísmico de taludes de roca, Universidad politécnica de Madrid.
- Skempton, W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata, and the laboratory. (Vol. 35 *Geotechnique*).
- Sozen, M., & Mathiesen, R. (1975). Engineering Report on the Managua Earthquake of December 23, 1972 (pp. 111). Washington .
- Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of Embankments assuming Parallel Inter-slice Forces.

7. BIBLIOGRAFIA

- Strauch, W. (2000). Estudio de la microzonificación sísmica de Managua, informe INETER. Managua.
- Suares, D. (2011). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Tomo II.
- Suarez, J. (1998). " Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales ". Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Ulloa, H. (2011). Strss- strain behaviour of the solis of Managua city due to seismic cyclic loading. Managua.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. Washington D.C.
- Walther, C., Fleuh, E., Ranero, C. R., Von Huete, R., & Strauch, W. (2000). Cristal Structures across the Pacific margin of Nicaragua, evidence for ophiolitic basament and a shallow mantle silver Geophysical Journal International 141 (3) 759 – 777. Doil; .
- Ward, L., Gibbs, J., Harlow, D., & Aburto, A. (1974). Aftershocks of the Managua, Nicaragua, Earthquake and the tectonic significance of the Tiscapa fault. Bull. seis. soc. Am. 64, 1017-1029.
- Woodward, C. (1975). " Investigation of active faulting in Managua, Nicaragua, and vicinity ". Managua.
- Zienkiewics, O., & Taylor, R. (1975). The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics.

Figura 3.a. Configuración general del método de ondas superficiales (MASW)

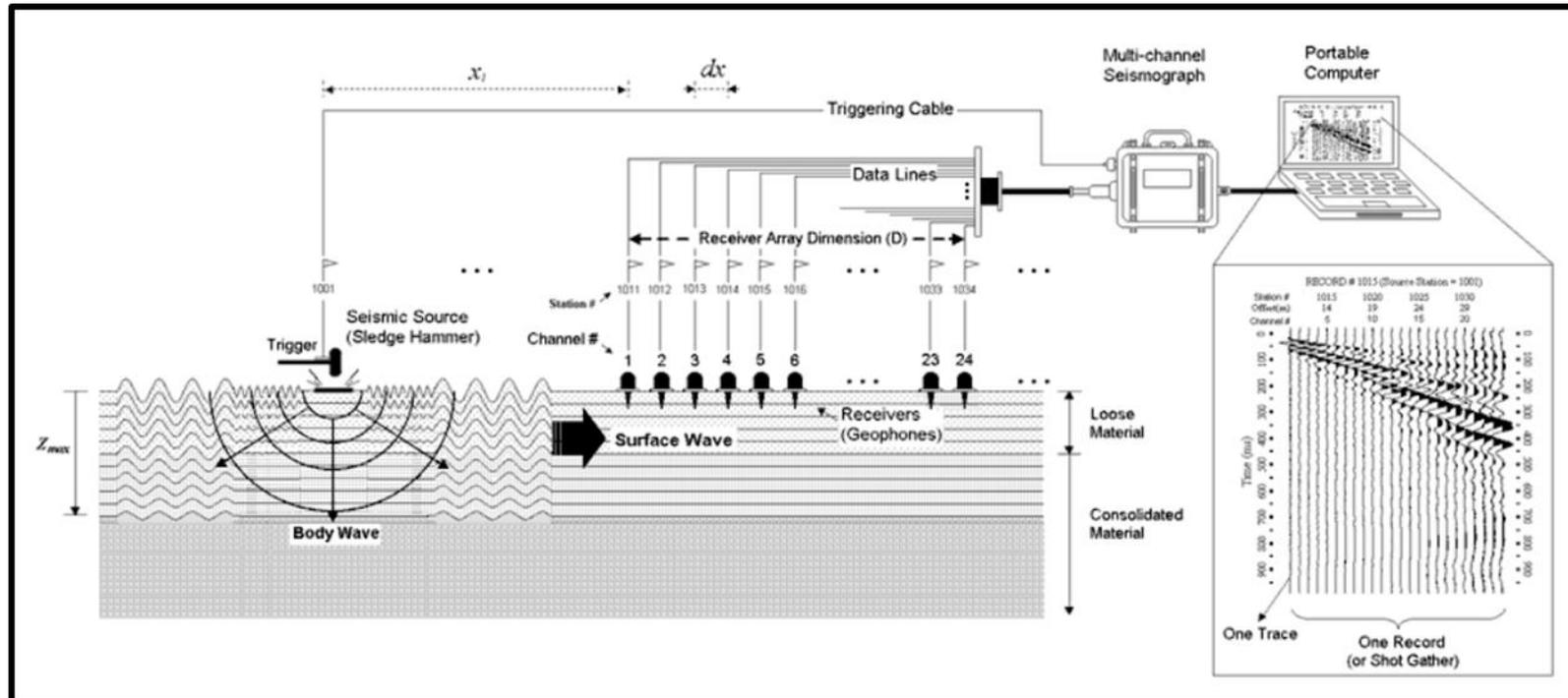


Figura 5.a. Columna estratigráfica SPT 1

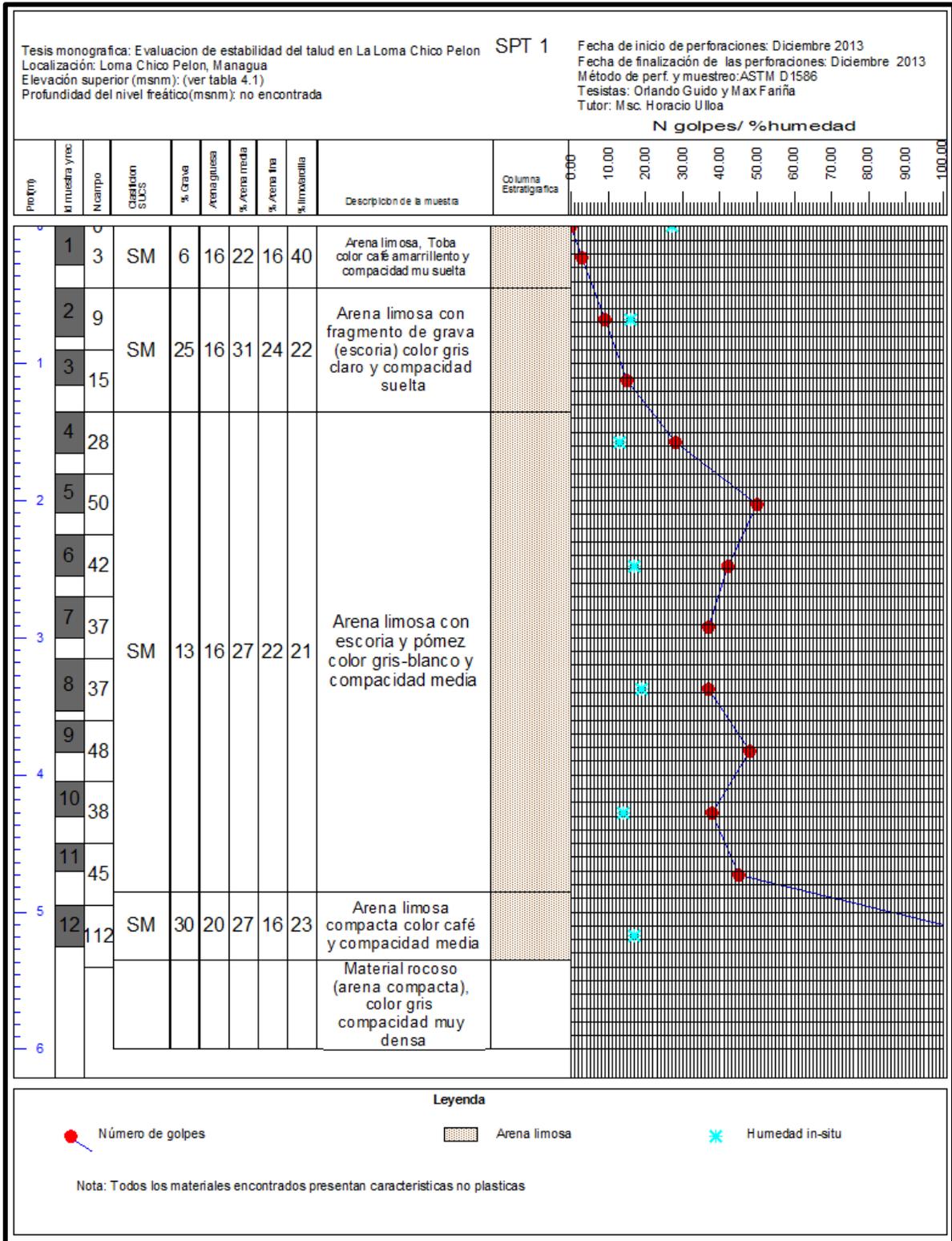


Figura 5.b. Columna estratigráfica SPT 2

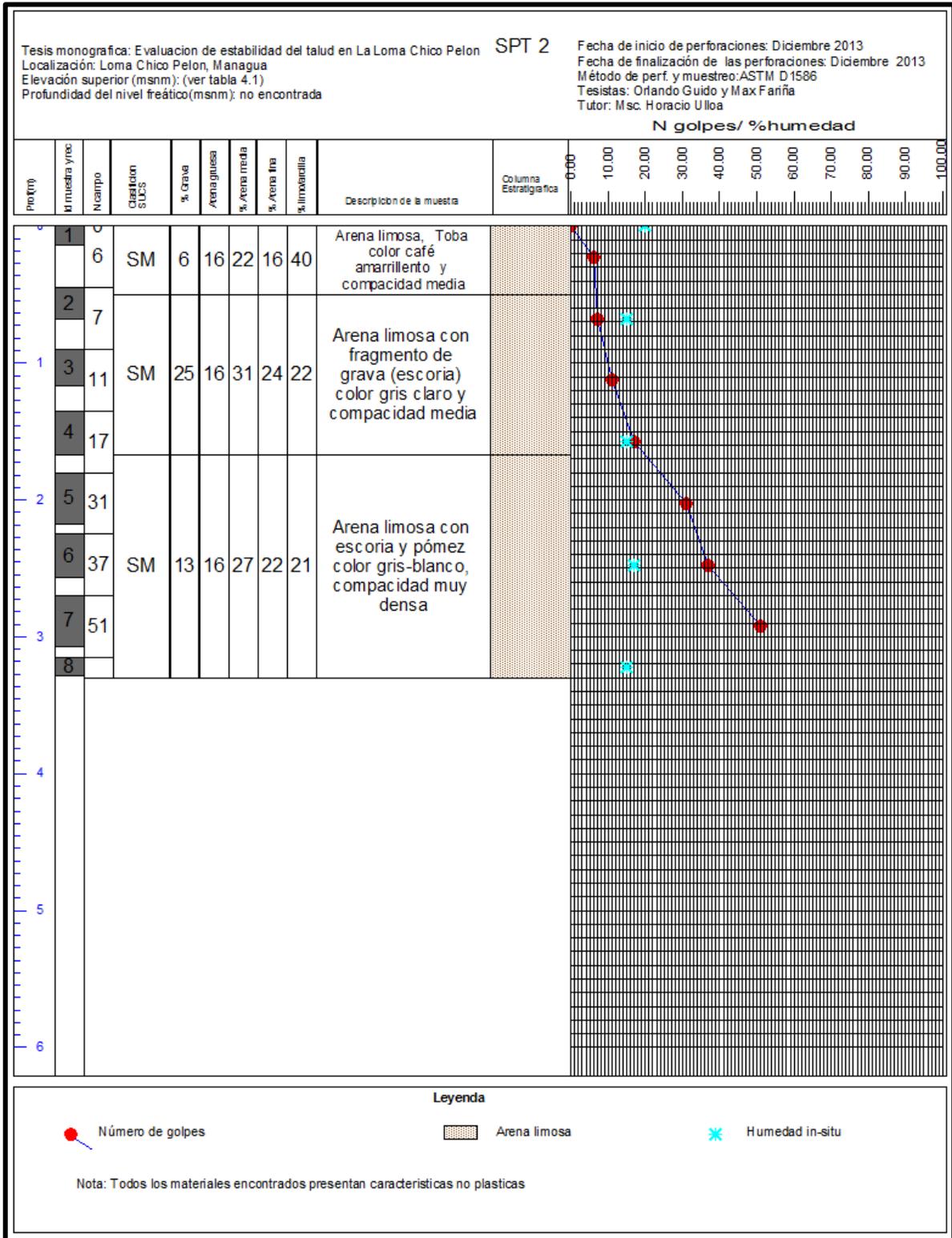


Figura 5.c. Columna estratigráfica SPT 3

