



Universidad Austral de Chile

Instituto de Obras Civiles

“ESTUDIO DE FENÓMENOS DE
REMOCIÓN EN MASA.
SECTOR NIEBLA-SAN IGNACIO
COMUNA DE VALDIVIA
X^a REGIÓN”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en
Obras Civiles.

Profesor Guía:
Señor Ricardo Larsen Hoetz
Ingeniero Civil.

RENÉ BENEDICTO OPORTO GALLARDO
VALDIVIA – CHILE
2006

A Sofía y Diego

AGRADECIMIENTOS

Antes de todo quiero dar gracias a Dios por permitirme terminar esta importante etapa en mi vida.

También quiero agradecer a mis queridos padres José y Valeria, por el apoyo, el amor y la paciencia que me han dado, a mi hermana Yéssica con la que siempre he podido contar.

Además quiero dar gracias a mi amada esposa Fresia, por el amor incondicional, el apoyo constante y la paciencia infinita, que siempre he recibido de ella.

Quiero agradecer también el apoyo de una persona muy importante para que esto sea posible, mi profesor patrocinante Ricardo Larsen H., el que siempre tuvo la disposición y el buen ánimo para atender y ayudar mis consultas e inquietudes.

También quiero agradecer a todo el personal del L.E.M.C.O., encabezados por el Sr. José Arrey.

No puedo olvidar y agradecer a mis compañeros y amigos con los que compartí momentos alegres y de los otros, y que siempre sentí el cariño y el apoyo de todos ellos.

GRACIAS

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

La inestabilidad de taludes si bien es cierto, últimamente ha recibido una gran atención debido a los grandes desastres que han ocurrido; aún no es considerada de la manera que debiera serlo. Generalmente en el desarrollo de proyectos viales se le da importancia, pero por el contrario, para efectos asentamientos poblacionales prácticamente no es considerada.

En esta Tesis de Titulación denominada “Estudio de Fenómenos de Remoción en Masa Sector Niebla – San Ignacio de la Comuna de Valdivia”, se analiza en forma general la estabilidad de los taludes existentes en el área de estudio, se estudian las características geológicas, geomorfológicas, climatológicas, hidrológicas y poblacionales del sector, y se identifican y analizan por medio del software Geo-Slope las zonas más propensas a sufrir deslizamientos.

Estos sectores se encuentran dentro del plano regulador comunal y en los últimos años han tenido un proceso creciente de asentamiento poblacional con el consiguiente aumento de riesgo para la integridad de las personas por Fenómenos de Remoción en Masa.

SUMMARY

The instability of slopes although it is certain, lately has received a great attention due to the big disasters that have happened; it is not still considered in the way that should be it. Generally in the development of roads projects is given importance, but on the contrary, for effects populational establishments practically is not considered.

In this Thesis of Degree denominated “Study of Phenomenons of Removal Mass. Sector Niebla – San Ignacio of the Commune of Valdivia”, it is analyzed in general form the stability of the existent slopes in the study area, the geologic, geomorphologic, climatological, hydrological and populational characteristics of the sector are studied, and they are identified and they analyze by means of the software Geo-Slope the prone areas to suffer slips.

These sectors are inside the plane communal regulator and in the last years they have had a growing process of populational establishment with the rising increase of risk for the integrity of people for Phenomenons of Mass Removal.

INDICE

Introducción.....	2
Objetivos.....	3
Capítulo 1: Marco Conceptual – Teórico.....	4
Capítulo 2: Descripción Físico – Biótica del Sector Niebla – Los Molinos – San Ignacio.....	36
Capítulo 3: Descripción Poblacional del Sector.....	75
Capítulo 4: Medidas Mitigadoras de Riesgo de Deslizamientos.....	90
Capítulo 5: Presentación y Análisis de Resultados.....	104
Conclusiones.....	116
Anexos:	
Anexo 1: Análisis de Taludes Teóricos.....	119
Anexo 2: Análisis de Taludes Reales.....	159
Anexo 3: Teoría de Ensayos de Laboratorio.....	179
Bibliografía.....	194

INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de remoción en masa son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a las obras civiles y a las personas, causando muertes y daños estructurales por un valor de millones de dólares. Sin embargo existe muy poca consciencia de lo que esto significa y como controlarlo. Es más, una gran cantidad de pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas adecuadas.

La zona sur de Chile es muy susceptible a sufrir problemas de deslizamientos debido principalmente a que se conjugan cuatro elementos que son detonantes: topografía, sismicidad, erosión y lluvias intensas.

En el presente trabajo de titulación se realiza un análisis del sector Niebla-Los Molinos-San Ignacio hasta la cota 100 m sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) desde el punto de vista de la estabilidad de sus taludes mediante el método de Janbu.

Como antecedentes al presente estudio, se recopilaron datos geológicos, geomorfológicos, climatológicos y poblacionales del área de estudio. Además de un apoyo teórico tanto de clasificación, nomenclatura y de los diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Finalmente se entrega una zonificación de los diferentes taludes en los que podría estar comprometida la estabilidad debido su topografía y composición geológica, y una serie de medidas de reducción de riesgo que deberían aplicarse.

OBJETIVOS

- Describir un marco conceptual-teórico que ayude a la identificación, clasificación y análisis de los distintos tipos de deslizamientos y/o procesos de remoción en masa, además de un detalle de las causas detonantes de deslizamiento en el área de estudio.
- Determinar las áreas susceptibles a que se produzcan fenómenos de remoción en masa que puedan afectar obras civiles y asentamientos humanos en el sector Niebla – San Ignacio de la comuna de Valdivia, utilizando la información existente del área de estudio, trabajo de campo y de laboratorio y software computacional especializado.
- Entregar un catastro general de zonas que presentan peligro de producirse deslizamientos para lo que se recurrirá principalmente a antecedentes topográficos (ángulo del talud) y la composición de suelos de los taludes.
- Entregar criterios y políticas para la prevención de deslizamientos y mitigación de riesgos.

CAPITULO 1

MARCO CONCEPTUAL – TEORICO

1.1 PELIGROS GEOLOGICOS Y PROBLEMAS PARA OBRAS CIVILES

El área de Valdivia, especialmente en su zona urbana, ha sufrido a lo largo de la historia una serie de eventos naturales de consecuencias desastrosas. Estos fenómenos se siguen produciendo y evitar que éstos se conviertan en desastres depende en gran medida de la prevención.

Los principales peligros reconocidos son los procesos de remoción en masa, que definen las zonas de laderas inestables, y las inundaciones, asociadas principalmente a desborde de ríos, saturación de suelos, tsunamis, terremotos y subsidencia tectónica. A ellos se suman los problemas derivados del desarrollo de infraestructura vial.

1.1.1. LADERAS INESTABLES.

El término remoción en masa se usa para denotar “el movimiento ladera debajo de una masa de roca, detritos o de suelo”. Sin embargo, se usa indistintamente para mencionar al fenómeno (acción) como al resultado (efecto).

El peligro de remoción en masa se representa generalmente en mapas, donde se muestra la distribución espacial de clases de peligro. Esta zonación se refiere a “la división del terreno en áreas o dominios homogéneos y su ranking de acuerdo al grado de peligro real o potencial causado por una remoción en masa”.

Los tipos de remociones en masa presentes en el área de Valdivia corresponden principalmente a caída de roca y deslizamientos de suelo y roca.

Las remociones en masa deben su origen a la suma y combinación de diferentes factores geológicos, morfológicos y físicos. Uno de estos factores actúa como detonante del proceso de remoción. Los factores meteorológicos, como lluvias intensas, y los movimientos sísmicos, son los detonantes más comunes de los procesos de remoción en masa en el área de Valdivia.

A continuación se enumerará de modo esquemático las diferentes causas para cada categoría de ladera inestable.

Inestabilidad Alta: Corresponden a laderas de pendientes altas a muy altas (sobre 40°) en las que se ha identificado un gran número de remociones en masa. Las principales causas para que se produzcan deslizamientos son:

- **Causas geológicas**: Las zonas de alta inestabilidad coinciden en general con las rocas del basamento metamórfico. En muchos sectores, los planos de esquistosidad de estas rocas son favorables a deslizamientos traslacionales debido a que la pendiente de la discontinuidad es menor que la pendiente de la ladera o del talud artificial. De igual manera, el alto grado de fracturamiento que se observa en algunos sectores favorece la caída de rocas y los deslizamientos traslacionales. Otras características de estas rocas es el alto grado de meteorización, el que se ve reflejado en suelos arcillosos residuales de hasta 4 m, generalmente en abrupto contacto con la roca relativamente fresca. Estos suelos son fácilmente erodables. Por otro lado, el contacto abrupto del suelo con la roca, sumado a la alta pendiente, permite condiciones favorables para que se produzcan deslizamientos traslacionales. Al igual que el caso de las fracturas y esquistocidades, la orientación de las fallas puede ser favorable a deslizamientos. En el caso del mayor deslizamiento identificado en la zona, en el sector del muelle de Niebla, es clara la presencia de una falla subvertical que favorece ampliamente el deslizamiento de los bloques de roca.
- **Causas Morfológicas**: dentro de estas causas se pueden mencionar, la alta pendiente de las laderas, la acción erosiva de los ríos en los pies de las laderas, principalmente a lo largo de las riberas de los ríos Valdivia y Tornagaleones; y la acción erosiva de las olas que afectan al sector costero de Niebla.
- **Causas Físicas**: estas corresponden principalmente a los factores detonantes, siendo las más comunes en esta área, las lluvias intensas y/o prolongadas y los movimientos sísmicos.
- **Causas Antropológicas**: La principal causa aportada por la actividad humana corresponde a las excavaciones realizadas en las laderas con diferentes fines. El diseño de infraestructura vial requiere en la mayoría de las ocasiones la realización excavaciones. Sin embargo no siempre se tienen en cuenta las características geológicas del terreno, propiciando de esta manera, condiciones adecuadas para la generación de remociones en masa. Otra causa es la deforestación que se da en Niebla. La construcción de casas en laderas casas en laderas pronunciadas, requiere también de excavaciones que afectan la continuidad de la ladera.

Inestabilidad Media: Corresponden a laderas de pendientes altas a medias con algunas remociones en masa. Las causas asociadas a este tipo de inestabilidad se enumeran a continuación, aun cuando presenten pocas evidencia de deslizamientos anteriores:

- **Causas Geológicas**: El factor más importante es la erosión de suelo residual. Los planos de esquistosidad y de fracturas favorables a deslizamientos, también son una causa geológica de la inestabilidad.
- **Causas Morfológicas**: Las pendientes altas a medias son los factores morfológicos de inestabilidad más importantes en este tipo de laderas.
- **Causas Físicas**: Lluvias intensas y/o prolongadas y movimientos sísmicos.
- **Causas Antropológicas**: La excavación de laderas para diferentes fines es la principal causa antropogénica generadora de la inestabilidad de estas laderas. La deforestación es otra de las causas importantes.

Inestabilidad Baja: Son laderas de pendientes altas a muy altas en las que no se reconocen evidencias de remociones en masa. En estas zonas existen condiciones geológicas, morfológicas y físicas similares a las de laderas de alta inestabilidad. La diferencia radica, principalmente, en el uso del terreno y en la evidencia de eventos anteriores. Las principales causas para que se produzcan deslizamientos, en este tipo de laderas son:

- **Causas Geológicas**: Alta densidad de fracturas, planos de esquistosidad y de fracturas favorables a deslizamientos, alto grado de meteorización y contacto abrupto de suelos con roca.
- **Causas Morfológicas**: Las pendientes altas a muy altas son los factores morfológicos de inestabilidad más importantes en este tipo de laderas.
- **Causas Físicas**: Al igual que en las otras categorías las lluvias intensas y/o prolongadas y los movimientos sísmicos, pueden detonar fenómenos de remociones en masa.
- **Causas Antropológicas**: Estos terrenos corresponden a predios forestales, por lo que no están afectados por la deforestación, además, las únicas excavaciones corresponden a los caminos de estas labores. Un cambio de uso de suelo, así como excavaciones mayores para desarrollo de infraestructura vial pueden crear las condiciones favorables para la generación de remociones en masa.

1.1.2. PROBLEMAS PARA OBRAS CIVILES.

Los problemas que afectan a diferentes obras de ingeniería, principalmente infraestructura vial como son puentes y calzadas de carreteras y caminos. El común denominador de la mayoría de estos problemas es que el diseño y desarrollo de las

obras no se adaptaron completamente a las condiciones geológicas del terreno. Los principales problemas detectados son hundimiento y socavación de calzadas, zonas de peligro de socavación, es decir, lugares en que ésta aun no se produce pero que están dadas las condiciones para que ello ocurra, y laderas inestables en canteras.

Hundimiento: Afecta a tres puntos del camino Valdivia-Niebla, que corre por la ribera norte del río Valdivia. En el asfaltado del camino se observan desniveles escalonados de varios centímetros de salto. Todos ellos corresponden a deslizamientos en las laderas o en los rellenos de los caminos detonados por eventos pluviométricos intensos o prolongados. Uno de los puntos se encuentra en la localidad de Niebla, en el sector del desvío al camino costero. Allí después de cada nueva remoción, se rellena con escombros sin compactación posterior, provocando gran inestabilidad en el nuevo relleno. En el sector del embarcadero del trasbordador Niebla-Corral; el trazado del camino pasa por sobre la masa deslizada de la mayor remoción reconocida en la zona. Este muy heterogéneo material, se encuentra en un equilibrio inestable. Las excavaciones al pie de la ladera y la presión ejercida por el peso de los vehículos que circulan por la calzada, detonan movimientos diferenciales del terreno.

Socavación: Esta es causada por erosión fluvial y de aguas lluvias, ausencia de trabajos de canalización de cursos de agua, y rotura de embalses provocados por la obstrucción de alcantarillas de desagüe. Todas ellas tienen en común la acción erosiva del agua.

Peligro de Socavación: Laderas inestables y alcantarillas de desagüe obstruidas generan condiciones favorables para que se produzcan deslizamientos y roturas de embalses respectivamente, que socaven la calzada de los caminos.

Taludes inestables en las canteras: Causados principalmente por excavaciones con demasiada pendiente en roca con alto grado de fracturamiento y/o alto grado de meteorización. El peligro de la caída de un bloque es alto y puede ser detonado por lluvias intensas y/o prolongadas, o por movimientos sísmicos.

1.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

1.2.1. MOVIMIENTOS EN TALUDES NATURALES Y ARTIFICIALES

Las masas de suelo o rocas con superficie inclinada o talud pueden ser el resultado de la acción de agentes naturales o bien construidas por el hombre; en la Figura 1.1 se incluyen algunos ejemplos. Todos los taludes tienen una tendencia inherente a degradarse a una forma más estable (en última instancia, a una superficie horizontal) y, bajo este punto de vista, la inestabilidad equivale a la tendencia a moverse y la falla es el movimiento real de masas. Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad y la infiltración, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y el propio suelo.



Figura 1.1: Taludes naturales y artificiales

En general, las fallas en las pendientes se inician debido a variaciones de condición, como por ejemplo, un cambio en la lluvia, drenado, carga o estabilidad superficial (por ejemplo, por eliminación de vegetación). Estos cambios pueden presentarse inmediatamente después de la construcción, se pueden desarrollar con lentitud a lo largo de algunos años, o bien pueden presentarse repentinamente. En el análisis de taludes tanto cortados como contruidos es necesario tener en cuenta las condiciones de estabilidad tanto inmediatas como a largo plazo. También es necesario considerar si es probable que la falla sea a lo largo de una superficie de deslizamiento de creación reciente, o a lo largo de una preexistente, porque la diferencia entre la resistencia máxima y residual al cortante puede ser grande en algunos suelos.

Algunos taludes pueden existir durante años en estado de falla incipiente, esto es a punto de producir un movimiento. Esto resulta especialmente evidente en el caso de laderas naturales y taludes de pilas de escombros, y también debe recordarse que muchas lomas que han sido degradadas en forma natural por la acción del intemperismo, pueden estar cercanas a su estado de falla. En estas situaciones, las interferencias humanas, tales como deforestación o cortes en el pie del talud pueden precipitar el movimiento.

1.2.2. NOMENCLATURA Y DEFINICIONES.

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambio de altura significativa. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Figura 1.2).

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

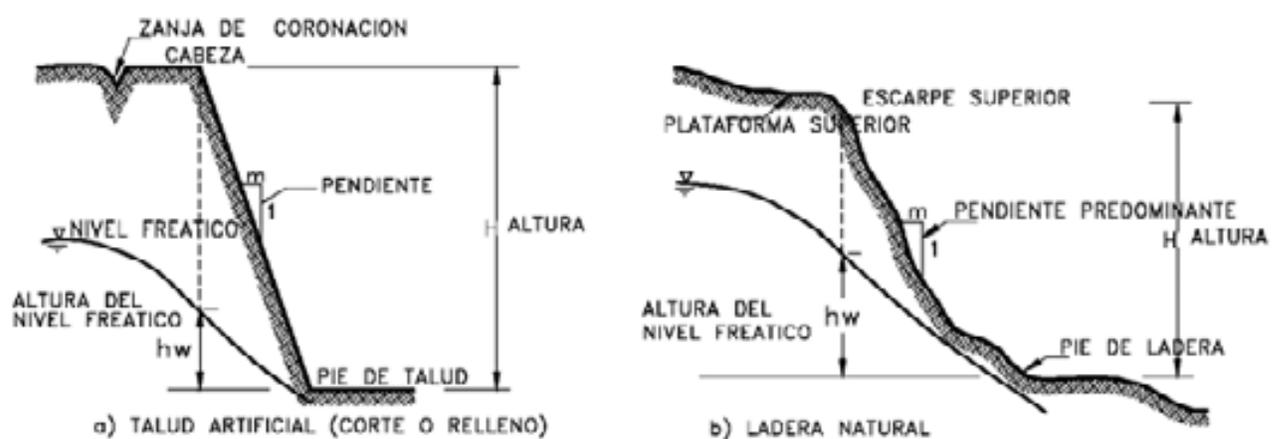


Figura 1.2: Nomenclatura de taludes y laderas.

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

1. Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

2. Pie

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

3. Cabeza o escarpe

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

4. Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

5. Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Ejemplo: Pendiente: 45°, 100%, o 1H:1V.

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

Nomenclatura de los Procesos de Movimiento

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas 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.

Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

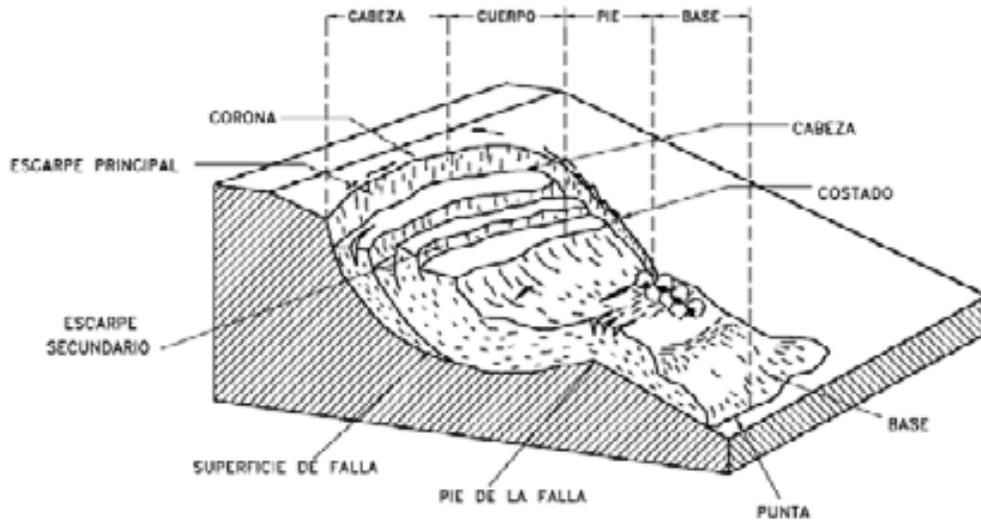


Figura 1.3. Nomenclatura de un deslizamiento.

En la figura 1.3 se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

1. Escarpe principal

Corresponde a una superficie de falla a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera de la ubicación original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

2. Escarpe secundario

Una superficie de falla producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

3. Cabeza

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

4. Cima

El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

5. Corona

El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

6. Superficie de falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

7. Pie de la superficie de falla

La línea de intersección (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

8. Base

El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

9. Punta o uña

El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

10. Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

11. Superficie original del terreno

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

12. Derecha e izquierda

Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

Morfología

Los rasgos morfológicos reseñados posibilitan una adecuada descripción cualitativa de un deslizamiento típico. Pero para evaluaciones morfológicas de tipo cuantitativo es preciso conocer las pendientes máximas y medias del terreno natural y de los escarpes principal y secundarios, como así mismo la pendiente media de la masa desplazada y una estimación superficie de ruptura. Además, conforme a la simbología señalada en la figura 1.4, una apropiada descripción cuantitativa del fenómeno exige conocer los siguientes parámetros:

- i) Profundidad del deslizamiento (d)
- ii) Ancho del coronamiento (A_c)
- iii) Longitud total de la masa movilizada (l_t)
- iv) Longitud de la zona de ruptura (l_r)

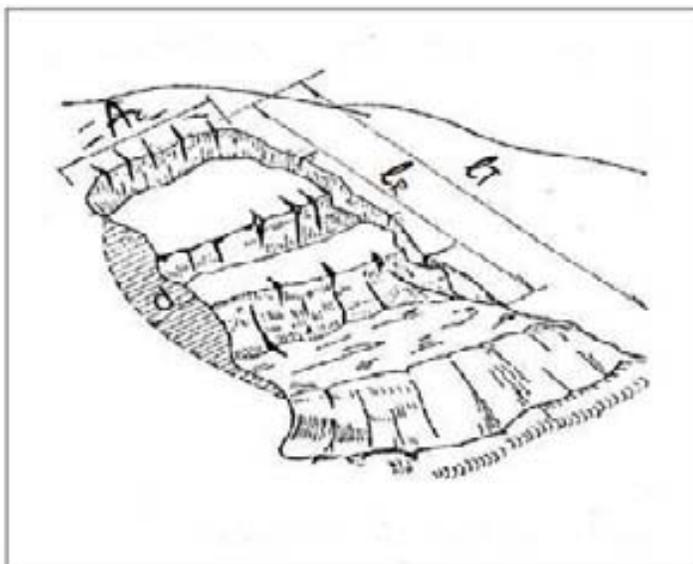


Figura 1.4: Morfología de un Deslizamiento

La profundidad del deslizamiento (d) es la máxima distancia entre la superficie de falla y el terreno natural.

El ancho del coronamiento (A_c) es la distancia entre flancos en la zona del coronamiento.

La longitud total del deslizamiento (l_t) es la distancia entre la punta y el coronamiento, mientras que la longitud de la zona de ruptura (l_r) es la distancia entre el pie y el coronamiento.

Mecanismos de deslizamiento

Conforme a un criterio que diferencia en especial las características del movimiento de la masa afectada y la forma de la superficie de falla, la clasificación propuesta distingue los siguientes tipos de deslizamientos:

- Derrumbes (figura 1.5)
- Rotacionales (figura 1.6; figura 1.7)
- Traslaciones (figura 1.8)
- Compuestos (figura 1.9a)
- Sucesivos (figura 1.9b)
- Regresivos (figura 1.9c)

Derrumbes

Están caracterizados por movimientos de desprendimiento en las discontinuidades tales como juntas, grietas, planos de estratificación muy inclinados, planos de falla, etc., en los cuales la condición de falla puede aumentarse o acelerarse por los efectos de la presión del agua o del hielo en dichas discontinuidades.

Deslizamientos

En esta forma de movimiento la masa permanece esencialmente intacta mientras se desliza por una superficie definida de falla. Se presentan cinco tipos:

Deslizamientos Rotacionales: Los deslizamientos rotacionales son los más frecuentes y se caracterizan fundamentalmente por el hecho de que la superficie de falla adopta una forma semejante a la cuchara, es cóncava hacia arriba e induce corrientemente en la porción inferior del material movilizado una rotación hacia atrás. Por esta razón, esa parte suele quedar notoriamente perturbada y dislocada, mientras las porciones superiores de la masa removida y particularmente los bloques unitarios a menudo presentan escasa perturbación e incluso muchas veces se conserva la disposición original de fenómenos que afectan a materiales estratificados e incluso la verticalidad de los árboles existentes antes del deslizamiento.

En los deslizamientos rotacionales la curvatura de la superficie de falla queda controlada por las discontinuidades presentes en la zona afectada, tendiendo a un cicloide en el caso de taludes homogéneos.

Los deslizamientos rotacionales pueden ser locales, por el pie del talud o de base. Según como afecten el talud el deslizamiento es moderadamente rápido, siendo normalmente precedido por agrietamientos precursores y deformaciones que son una clara señal de una gradual y creciente inestabilidad. Los agrietamientos pueden producirse en el coronamiento, pendiente y/o base del talud, como se indica en la figura 1.6.

Si se distingue un único bloque unitario, corresponden a deslizamientos rotacionales de bloque. En el caso que no sea posible diferenciar ninguna unidad principal se denominan deslizamientos rotacionales de arrastre, como se indica en la figura 1.7.

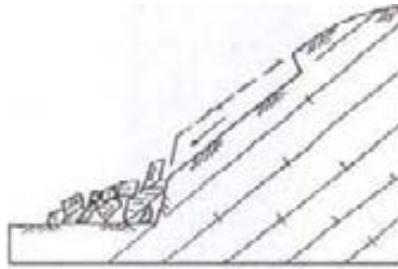
Deslizamientos Traslacionales: Los deslizamientos traslacionales se caracterizan por un deslizamiento predominante de traslación, más o menos paralelo a una discontinuidad de la zona afectada, que corrientemente corresponde a un plano de estratificación.

Si el deslizamiento es superficial y se define claramente una única unidad se denominará deslizamiento traslacional de losas; si se define un solo bloque unitario pero no superficial corresponderá a un deslizamiento traslacional de bloque; cuando el fenómeno permite distinguir más de un estrato o unidades secundarias conjuntamente con una o más principales se le llamará deslizamiento traslacional típico; y finalmente, los casos en que no se distingue ninguna unidad principal se consideran como deslizamientos traslacionales de arrastre. Lo anterior se esquematiza en la figura 1.8.

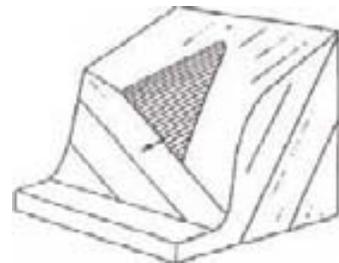
Deslizamientos Compuestos: Los deslizamientos compuestos están tipificados por una combinación de desplazamientos de rotación y traslación, como se indica en la figura 1.9a. Por lo general se producen en taludes o laderas heterogéneas con alternaciones de estratos más y menos resistentes.

Deslizamientos Sucesivos: Los deslizamientos sucesivos son de tipo rotacional y muy superficiales, caracterizados por ocurrir contemporáneamente, uno a continuación del otro hacia pendiente abajo, o bien sucesivamente a partir del inicial que es el superior, como se indica en la figura 1.9b. Los deslizamientos sucesivos son relativamente comunes en laderas poco empinadas con arcillolitas o lutitas fisuradas.

Deslizamientos Regresivos: Los deslizamientos regresivos son aquellos que se producen en los escarpes de deslizamientos anteriores y normalmente son del mismo tipo del fenómeno original. En general todas las superficie de falla concurren a una superficie fundamental como se indica en la figura 1.9c. Generalmente los deslizamientos regresivos del tipo traslacional son superficiales y el número de deslizamientos es menor mientras más cohesivo sea el material. Los deslizamientos regresivos rotacionales suelen en cambio, ocurrir en lugares de topografía escalonada.



(fig.5) Derrumbe Planar



(fig.6) Derrumbe en forma de cuña

Figura 1.5: Tipos de Derrumbe.

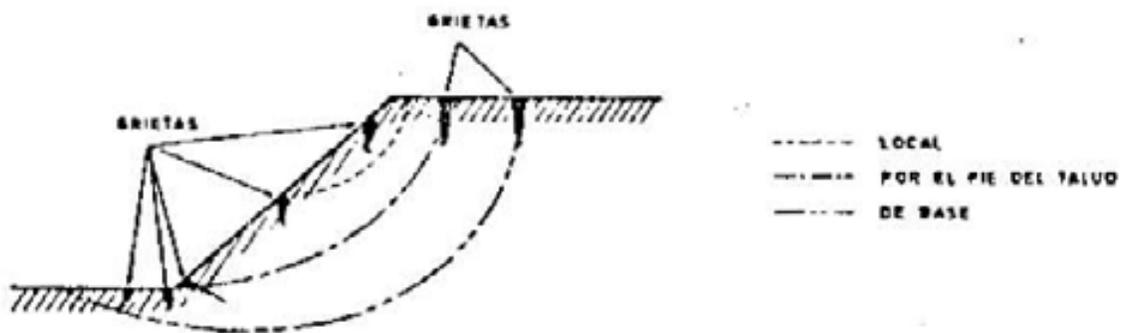
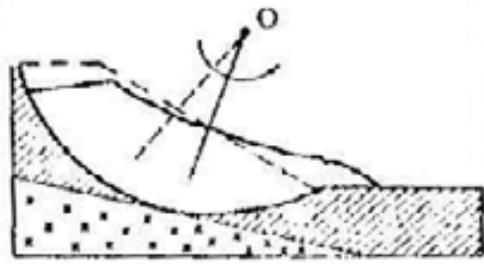


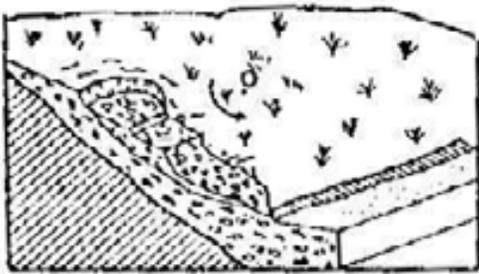
Figura 1.6: Tipos de Deslizamientos Rotacionales.



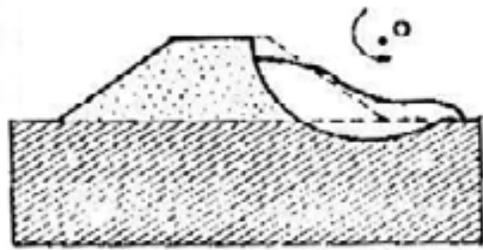
DESPLAZAMIENTO ROTACIONAL PROPIAMENTE TAL, CUYA SUP. DE FALLA QUEDA DETERMINADA POR LA PRESENCIA DE ESTRATOS MENOS RESISTENTES



DESPLAZAMIENTO ROTACIONAL DE BLOQUE, DEFINIDO POR LA PRESENCIA DE LA ROCA BASAL

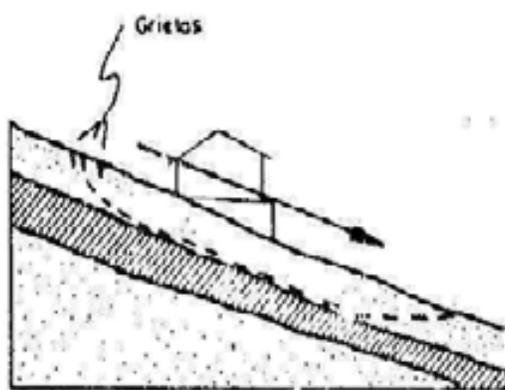


DESPLAZAMIENTO ROTACIONAL DE ARRASTRE EN UNA LADERA

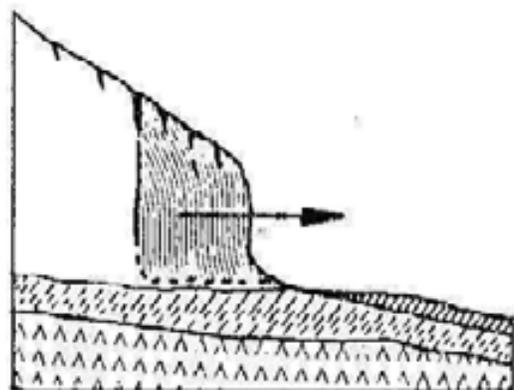


DESPLAZAMIENTO ROTACIONAL DE BASE EN TIERRA LLEN SOPORTADO POR SUELOS BLANDOS

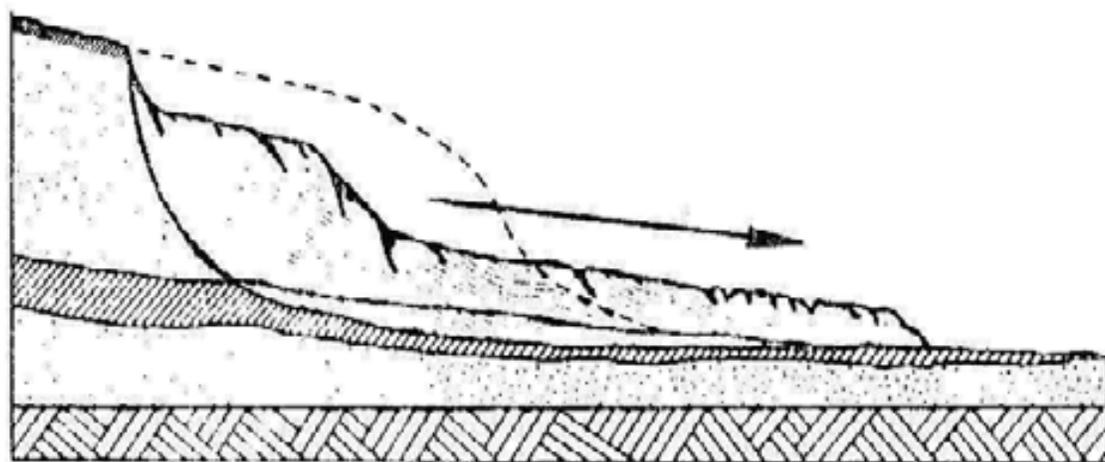
Figura 1.7: Deslizamientos Rotacionales



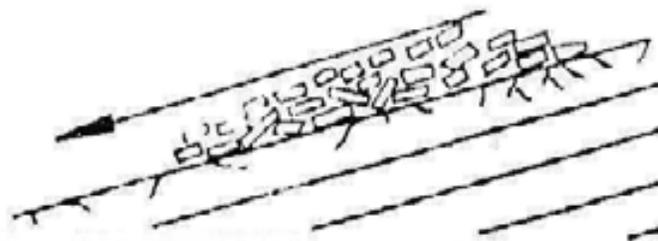
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL DE LOSA



DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL DE BLOQUE

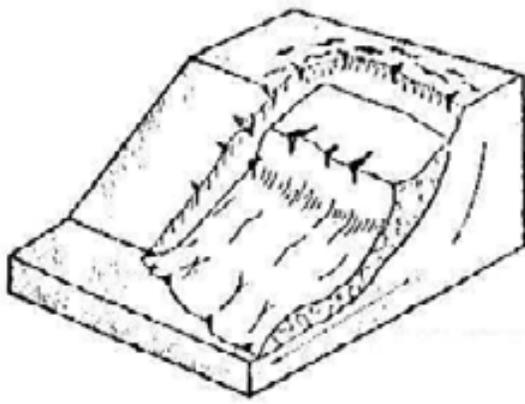


DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL PROPIAMENTE TAL

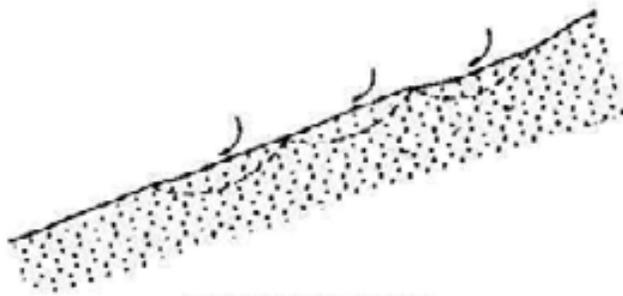


DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL DE ARRASTRES

Figura 1.8: Deslizamientos Traslacionales



(a) DESLIZAMIENTO COMPUESTO

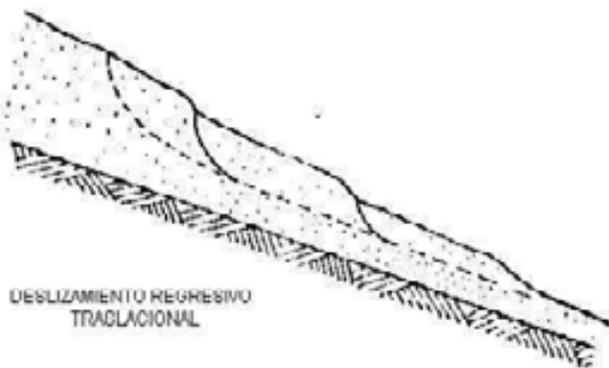


(b) DESLIZAMIENTO SUCESIVO



DESLIZAMIENTO REGRESIVO
ROTACIONAL

(c) DESLIZAMIENTOS REGRESIVOS



DESLIZAMIENTO REGRESIVO
TRACLACIONAL

Figura 1.9: Deslizamientos Compuestos, Sucesivos y Regresivos.

1.2.3. SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTANTE PARA DISEÑO DE PENDIENTES.

Para problemas de estabilidad de taludes los parámetros que se usan para cuantificar la resistencia al esfuerzo cortante dependen de modo fundamental tanto de la historia de esfuerzos como de las condiciones operacionales del drenado del suelos. Además, depende de si el movimiento de falla se llevará a cabo en una superficie de deslizamiento de nueva creación, o de una existente, donde ya se haya presentado antes.

Deslizamientos a lo largo de superficies preexistentes.

Estos estados de falla sólo se presentan cuando ya han sucedido grandes desplazamientos; quizá de varios metros. Se deben usar parámetros de resistencia residual:

Sin drenado: $\tau = c_{ur}$

Con drenado: $\tau' = \sigma_n' \tan \phi'_r$

Deslizamientos que crean nuevas superficies de falla

Se tendrá una superficie nueva de deslizamiento cuando se alcance ya sea la resistencia crítica o la resistencia máxima del suelo en forma consistente dentro de la masa del terreno. En este caso se debe hacer la selección del parámetro sólo después de un cuidadoso examen de la historia de esfuerzos y los estados de drenado predichos.

Suelos de consolidación normal

Están comprendidos tanto suelos normalmente consolidados como los ligeramente preconsolidados, es decir, los suelos que están más húmedos (o menos densos) que el estado crítico.

Para las condiciones sin drenado, la resistencia máxima será menor que la crítica, de modo que se debe usar:

$$\tau = c_u$$

Para condiciones con drenado, se debe usar la resistencia crítica:

$$\tau' = \sigma_n' \tan \phi'_c$$

Suelos muy preconsolidados

Estos suelos pueden estar más secos (o ser más densos) que el estado crítico y así, a deformaciones pequeñas, la resistencia máxima es mayor que la crítica. Se

aconseja que se tenga cuidado en los casos en los que no se conozcan las deformaciones, o sean difíciles de predecir.

Deformaciones pequeñas:

- sin drenado: $\tau = c_u$ (Basado en resistencia
- con drenado: $\tau' = c' + \sigma'_n \tan \varphi'_f$ máxima)

Otros casos:

- sin drenado: $\tau = c_u$ (Basado en resistencia
- con drenado: $\tau' = \sigma'_n \tan \varphi'_c$ máxima)

Para deformaciones muy grandes en arcillas muy preconsolidadas, puede ser mucha la disminución de resistencia después de la resistencia máxima. Bajo estas circunstancias sería más adecuado usar, quizá con un menor factor de seguridad:

$$\tau = c_{ur} \quad \text{y} \quad \tau' = \sigma'_n \tan \varphi'_r$$

Arenas

- Más densas que en estado crítico: $\tau' = \tan \varphi'_f$ (Resist. Máxima)
- Más sueltas que en estado crítico: $\tau' = \tan \varphi'_c$ (Resist. Crítica)

Cuando se hayan efectuado determinaciones de densidad máxima y mínima, se puede calcular un valor interpolado de φ' que corresponda a la densidad in situ.

1.2.4. MODELACION DE ACUERDO A MECANISMO DE FALLA.

Método del talud infinito

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el Factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Figura 1.9).

Suposiciones:

- Suelo isotrópico y homogéneo
- Talud infinitamente largo
- Superficie de falla paralela al talud

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el Factor de Seguridad puede calcularse para un talud infinito de una unidad de área utilizando el criterio Mohr – Coulomb y es:

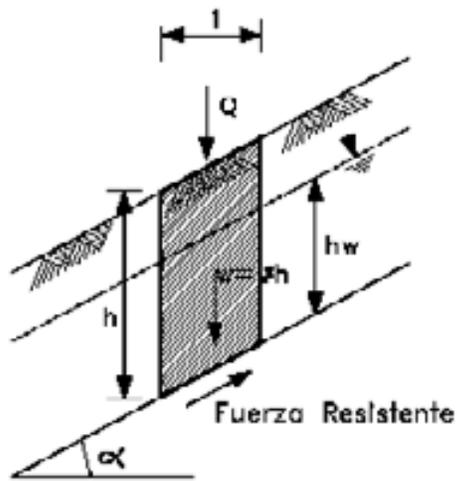


Figura 1.9: Diagrama de análisis, método del talud infinito

$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha}$$

Simplificando para un talud seco de suelos no cohesivos ($C = 0$)

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

El ángulo para factor de seguridad igual a 1.0 se le denomina ángulo de reposo.

Mecanismos de falla en suelos cohesivos

Los métodos más comunes para el análisis de la estabilidad de taludes en suelos cohesivos se basan en una consideración de equilibrio plástico límite. Fundamentalmente existe una condición de equilibrio plástico límite al comenzar un deslizamiento por cortante y mantenerse la deformación unitaria bajo esfuerzo constante. Es necesario primero definir relaciones geométricas de la superficie de deslizamiento y luego considerar la masa de suelo que va a moverse como cuerpo libre en equilibrio. Se evalúan las fuerzas y momentos que actúan en este cuerpo libre y las fuerzas cortantes en la superficie de deslizamiento se comparan con las resistentes al cortante suministradas por el suelo.

Como se muestra en la figura 1.10, se pueden considerar diversas formas de superficies de deslizamiento para suelos cohesivos. La más simple, sugerida por Cullman en 1866, consiste en un plano de longitud infinita que pasa a través del pie del talud. Aunque el análisis de equilibrio de cuerpo libre en este caso es bastante simple, el método de factores de seguridad que sobrestiman en alto grado la condición real de estabilidad. Por otra parte, aunque la selección de una superficie más compleja como una espiral logarítmica o una forma irregular produce más cercanos al valor real, el análisis requerido tiende a ser largo y tedioso. En la mayor parte de los casos, una

superficie cilíndrica, esto es, una sección transversal circular, produce resultados de exactitud satisfactoria sin que intervengan procedimientos analíticos complejos.

La estabilidad de una pendiente construida o cortada depende mucho de los cambios del régimen de presión de poros. Durante la construcción de bancos o terraplenes, aumenta la presión de poro y después de la construcción disminuye gradualmente. Sin embargo, en los cortes la excavación origina una caída inicial de la presión de poro, pero a medida que se desarrolla la infiltración aumenta gradualmente. Los esfuerzos efectivos, y por lo tanto las resistencias al cortante tienen en general relación inversa con la presión de poro. Por lo tanto, se debe esperar que se presente el factor de seguridad más crítico (o menor) inmediatamente después, o durante la construcción de un terraplén; después, el suelo será gradualmente resistente. En contraste, la resistencia al corte en un corte disminuye con el tiempo y con ella el factor de seguridad.

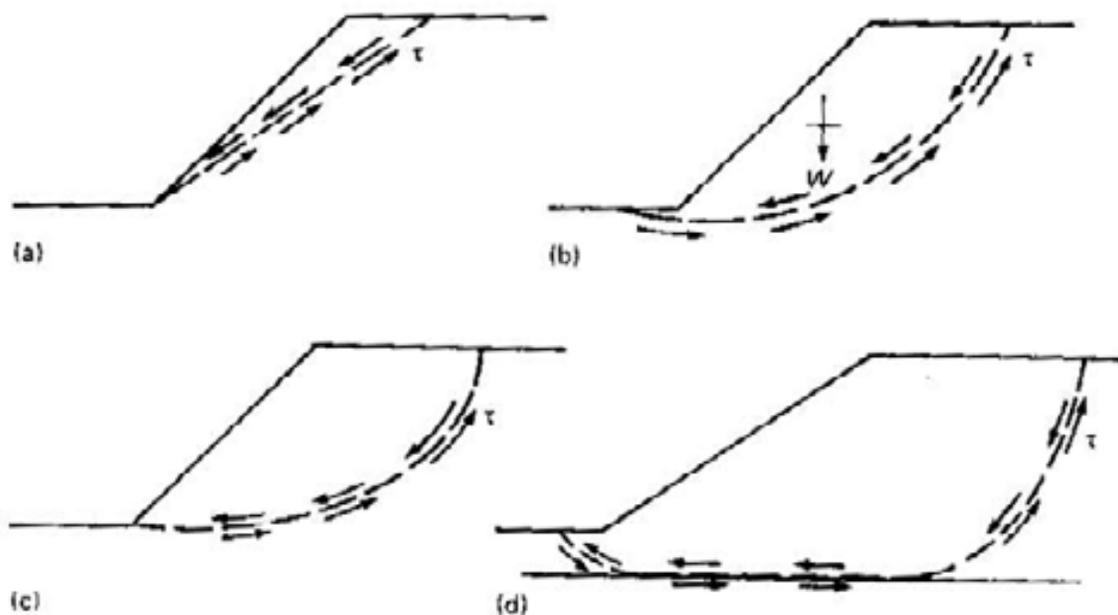


Figura 1.10: Tipos de Superficies de Falla: (a) Plana (b) Circular (c) Irregular
(d) Compuesta

Así, será necesario tener en cuenta la estabilidad a corto plazo, o sea al final de la construcción, como a largo plazo. En este contexto es conveniente considerar que las condiciones a corto plazo son completamente sin drenado, en las cuales la resistencia al corte es $\tau = c_u$, es decir $\phi_u = 0$. El primer caso a considerar es el de la estabilidad de una pendiente sin drenado en una arcilla saturada, a este tipo de análisis se le llama con frecuencia método de esfuerzo total, o de $\phi_u = 0$.

Para problemas a largo plazo y problemas en los que puedan suceder cambios en las condiciones mucho después del término de la construcción, como por ejemplo,

un descenso brusco en el nivel de un depósito, se necesita un tipo de análisis de esfuerzos efectivos. Estos métodos pueden ser análisis de equilibrio ya sea de fuerzas o de momentos, en donde intervengan superficies de deslizamiento planas, circulares o irregulares. Para problemas complejos, se usan métodos de campo de trayectoria de esfuerzos y de línea de deslizamiento. Se deben seleccionar con cuidado los parámetros de resistencia al cortante.

Estabilidad sin drenado – Análisis de esfuerzo total ($\phi_u = 0$)

Se puede aplicar un análisis de esfuerzo total al caso de una pendiente recién cortada o recién construida en una arcilla completamente saturada. Como $\phi_u = 0$, la resistencia al corte sin drenado es $\tau = c_u$. Se supone que la superficie de falla tendrá una forma, en sección transversal, de un arco circular, al que generalmente se llama círculo de deslizamiento. El centro del círculo crítico de deslizamiento quedará en algún lugar arriba de la superficie de la pendiente. El círculo crítico (o falla) es uno de un número infinito de círculos posibles que se pueden trazar y que tienen diferentes radios y centros (Figura 1.11). Algunos círculos pasan por el pie de la pendiente, y algunos cruzarán la superficie del terreno frente al pie.

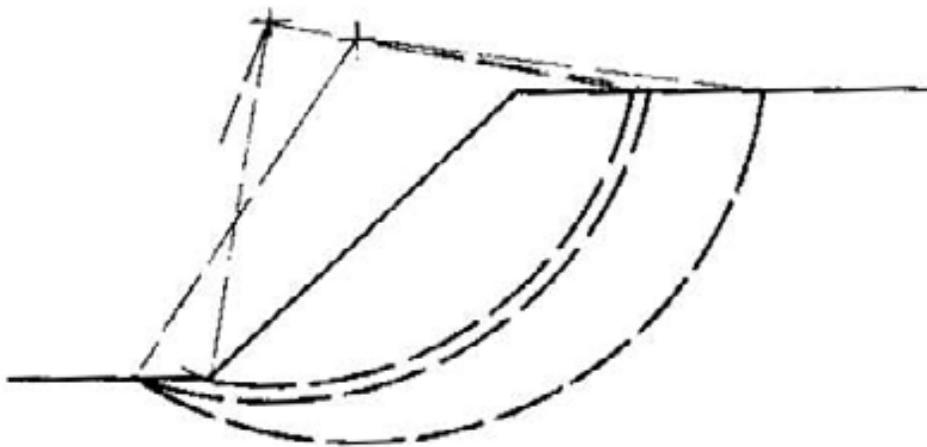


Figura 1.11: Círculos de Deslizamientos de diferentes radios y centros.

El círculo crítico es aquel a lo largo del cual es más probable la falla y, en consecuencia, cuyo factor de seguridad es el más bajo. Se seleccionan varios círculos de prueba y el análisis se repite hasta obtener el factor de seguridad mínimo.

La Figura 1.12 muestra la sección transversal de un talud junto con un círculo de deslizamiento de prueba de radio R , y centro en O . La inestabilidad tiende a ser provocada por el momento debido al peso W del cuerpo por encima del círculo de deslizamiento.

$$\text{Momento perturbador} = W d$$

La tendencia al movimiento es resistida por el momento de la resistencia al corte que actúa a lo largo del arco circular AB.

Longitud del arco	$L_{AB} = R \theta$
Resistencia al corte a lo largo del arco	$F_{AB} = c_u R \theta = \tau L_{AB}$
Momento de la resistencia al corte	$M_{AB} = F_{AB} R = c_u R^2 \theta$
Entonces, factor de seguridad,	$F = \frac{\text{momento de resist. al corte}}{\text{momento perturbador}}$
	$= \frac{c_u R^2 \theta}{Wd}$

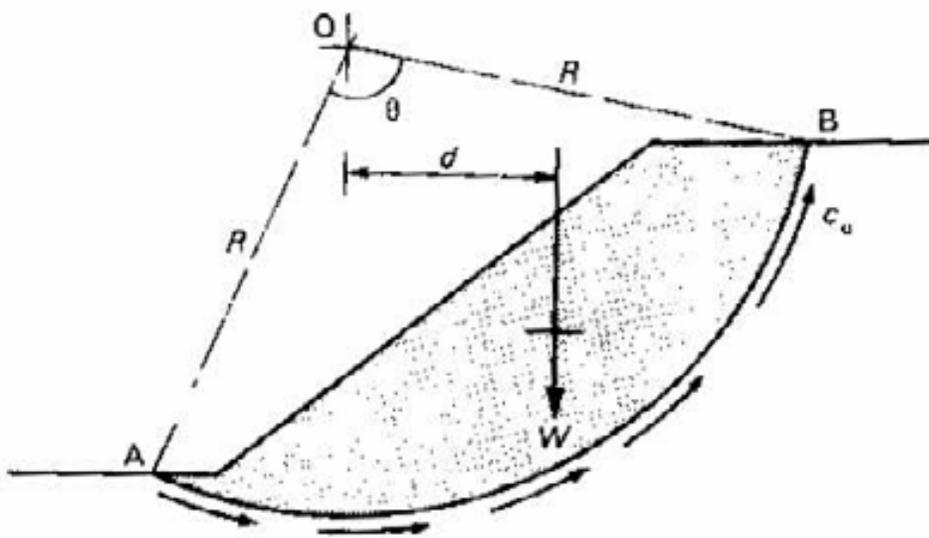


Figura 1.12: Análisis de Esfuerzo Total ($\phi_u = 0$)

Los valores de W y d se obtienen dividiendo el área sombreada con dovelas o segmentos triangulares y rectangulares, para después tomar los momentos de las áreas con respecto al eje vertical que pasa a través del pie u otro punto conveniente.

Grietas de tensión

En los suelos cohesivos, las grietas de tensión tienden a formarse cerca de la parte superior del talud a medida que se desarrolla la condición de equilibrio límite (y falla). La profundidad de una grieta de tensión es: $z_o = 2c_u / \gamma$.

El desarrollo del círculo de deslizamiento termina en la parte inferior de la grieta de tensión, por lo que su longitud de arco es en realidad AC, tal como lo muestra la Figura 1.13. El peso del cuerpo W del cuerpo libre de la masa deslizante es el área sombreada delimitada por la superficie, el arco del círculo de deslizamiento y la grieta

de tensión. En la grieta de tensión no puede desarrollarse una resistencia al corte, pero si se llena de agua habrá que tomar en cuenta la fuerza de presión hidrostática P_w , que actúa en dirección horizontal adicionándose al momento perturbador: $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_0^2$.

Considerando lo anterior, junto con el hecho de que el arco del círculo de deslizamiento se reduce, la expresión del factor de seguridad se transforma en:

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + P_w y_c}$$

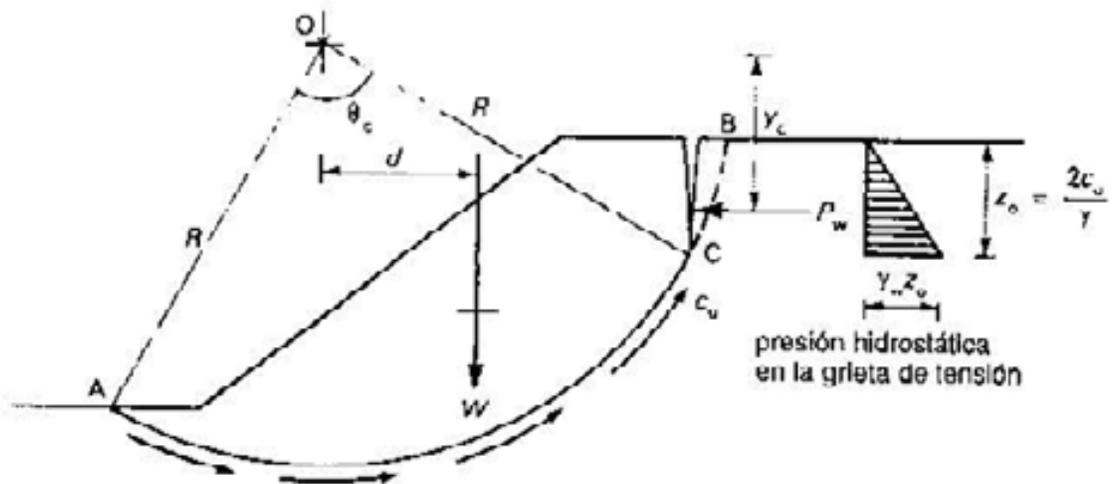


Figura 1.13: Efecto de las Grietas de Tensión en el Análisis de Esfuerzos Totales

Taludes heterogéneos sin drenado ($\phi_u = 0$)

Un suelo verdaderamente homogéneo exhibe la misma resistencia al corte sin drenar (c_u) en todos los puntos de su masa. Aunque es obvio que este tipo de condición sólo puede existir desde el punto de vista teórico, en algunos casos se obtienen factores de seguridad bastante razonables al suponer un valor de c_u constante. Sin embargo, la falta de homogeneidad de los suelos no puede ignorarse cuando: (a) están presentes dos o más estratos de suelos muy diferentes; (b) existe en un solo estrato, una variación significativa con la profundidad de la resistencia al corte sin drenar.

El problema de estratos múltiples

Uno de los tipos comunes de taludes en suelos con estratos múltiples es que se presenta cuando un suelo se deposita en bancos de desperdicio o se acumulan en la superficie preexistente de otro suelo para construir un terraplén (Figura 1.14 a). También se puede tener un sistema de capas múltiple cuando se hace un corte a través de depósitos estratificados (Figura 1.14 b). El tratamiento de este tipo de problema depende de manera primordial de los valores comparativos de c_u de los suelos a ambos lados de una interfase. Cuando los suelos tienen resistencias al corte razonablemente similares, es posible usar el análisis de esfuerzo total descrito en la sección anterior.

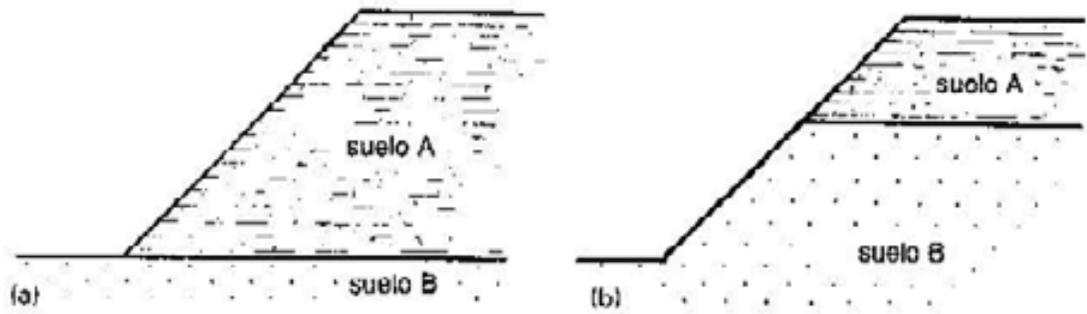


Figura 1.14: Taludes de Estratos Múltiples:
 (a) Terraplén o Banco (b) Corte en Depósitos Estratificados

La masa deslizante correspondiente a un círculo de prueba dado se divide en zonas (Figura 1.15) determinándose el área, la posición del centroide y el ángulo de sector de cada una.

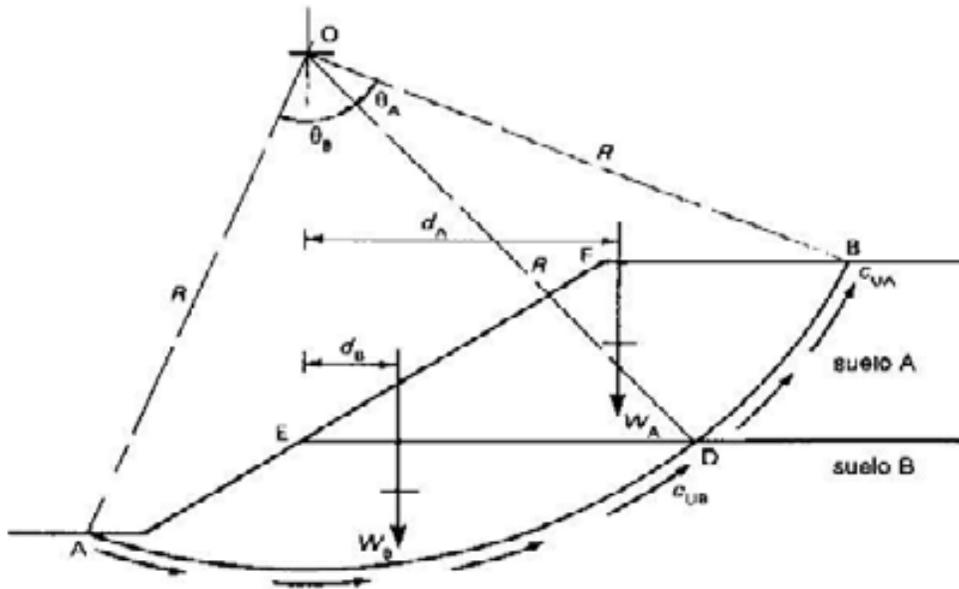


Figura 1.15

Efecto de una capa dura

Cuando la capa de soporte tiene una resistencia al corte mucho más alta, el desarrollo del círculo crítico de deslizamiento queda restringido a la capa más débil que está por encima. En el caso de un talud construido en un suelo duro ya existente, todos los círculos de prueba deben pasar por el pie o poco arriba de él. En los suelos con estratos múltiples es necesario comprobar la estabilidad de la capa superior blanda por sí misma, así como la de todo el talud en forma integral (Figura 1.16)

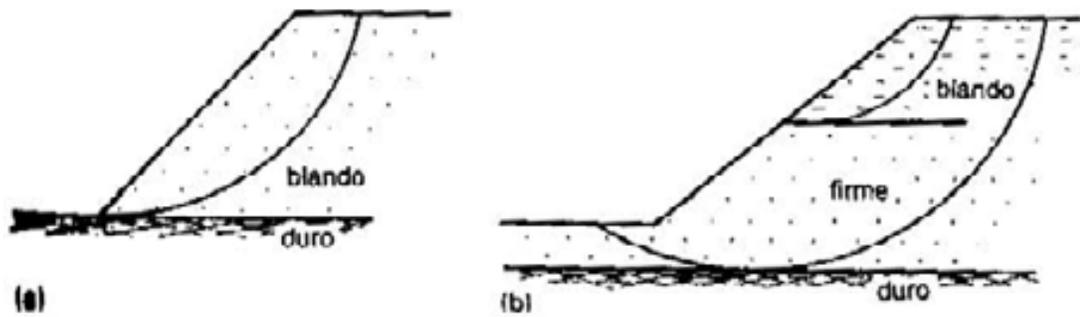


Figura 1.16: Efecto de una Capa Dura soportando una Blanda

Taludes sumergidos ($\phi = 0$)

En el caso de terraplenes para la retención de agua, tales como presas de tierra, bordes de canales y lagunas, y estructuras similares, parte del talud, y algunas veces la totalidad del mismo puede estar sumergida. La Figura 1.17 muestra un talud parcialmente sumergido, del cual se deduce que el momento respecto a O de la masa de agua en el semisegmento EFH está en equilibrio total con la del FGH. En esta forma, el momento neto de la presión del agua es cero, siempre y cuando el suelo esté saturado. Si éste es el caso, el peso de la porción de la masa de deslizamiento que está por debajo de EFG (el nivel externo del agua) se calcula a partir del peso unitario sumergido ($\gamma_{sat} - \gamma_w$). Para la porción por encima de EFG se sigue usando el peso unitario total (γ).

De hecho, el agua sobre la parte sumergida del talud produce una componente adicional del momento resistente, por lo que el factor de seguridad aumenta al elevarse el nivel del agua, y disminuye al abatirse.

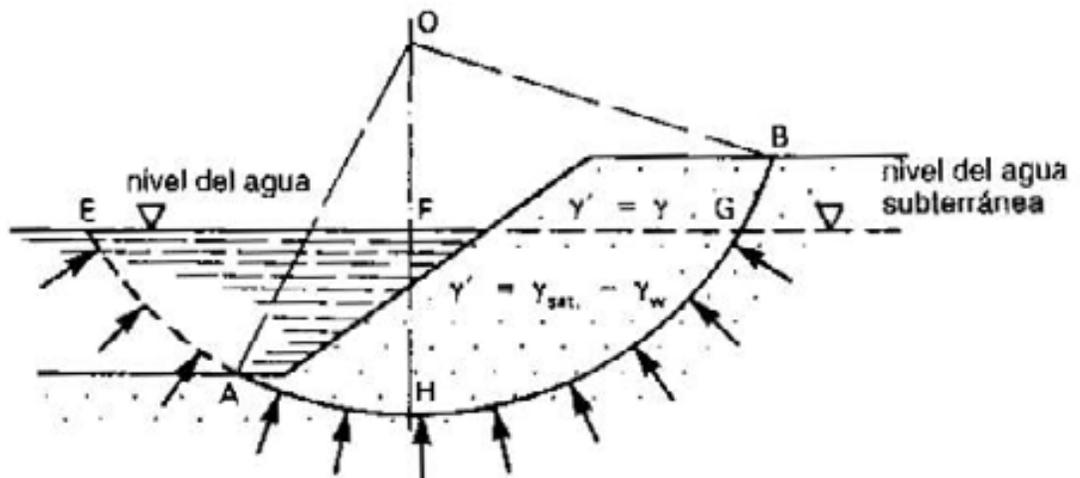


Figura 1.17: Efecto de un Talud Sumergido

Localización del círculo más crítico

El círculo de deslizamiento más crítico es aquel en el cual el factor de seguridad calculado tiene el valor más bajo. Es evidente que este factor de seguridad mínimo es el criterio que se requiere para el diseño. El problema de la localización del círculo de deslizamiento más crítico puede atacar de dos maneras:

Con un método de aproximaciones sucesivas, usar un número razonable de círculos de deslizamiento de prueba.

Usar una regla empírica para prescribir un círculo crítico supuesto y fijar el factor de seguridad límite a un valor suficientemente alto que toma en cuenta las imperfecciones del procedimiento.

En el enfoque de aproximaciones sucesivas, el método tiene que tomar en consideración la variación de tres parámetros geométricos: la posición del centro, el radio y la distancia de intersección enfrente del pie. Para lograr una confiabilidad aceptable, se tiene que hacer muchas pruebas.

El comportamiento de los círculos de deslizamiento no es totalmente aleatorio, por lo contrario, existen modelos definidos. Por ejemplo, cuando el ángulo de fricción es mayor a 3° , el círculo crítico siempre pasa a través del pie del talud. Este también es el caso cuando, cualquiera sea el valor de φ , el ángulo del talud es superior a 53° (Figura 1.18).

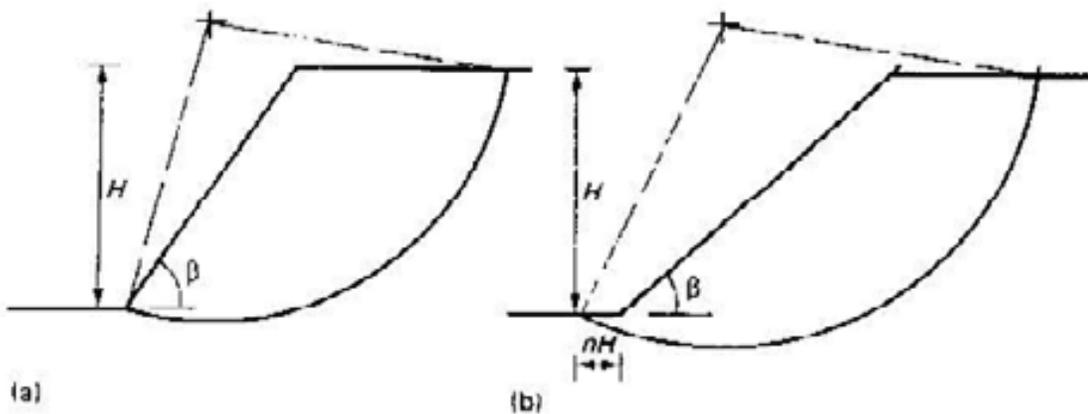


Figura 1.18: Factores que afectan a la localización del círculo crítico

(a) A través del pie cuando $\varphi > 3^\circ$ o $\beta > 53^\circ$, (b) enfrente del pie cuando $\varphi < 3^\circ$ o $\beta \leq 53^\circ$

La Figura 1.19 muestra una gráfica a partir de la cual se puede tener un primer centro por tanteo, para condiciones homogéneas sin drenado. Los valores de Y_c/H y X_c/H se encuentran en correspondencia con el ángulo β de la pendiente, siendo

X_c = distancia horizontal desde el pie hasta el centro del círculo

Y_c = distancia vertical desde el pie hasta el centro del círculo

Por lo tanto, se puede hacer que el primer centro para tanteo sea el centro del primer grupo de nueve centros de tanteo. Después de evaluar los factores de seguridad, se escogen en forma táctica nuevos centros, de acuerdo con la tendencia de los valores mínimos, también se pueden incorporar variaciones en el radio durante los cálculos. En general se emplean técnicas simples de graficado y delineado de coordenadas, para localizar el círculo más crítico.

Cuando por debajo del talud hay una capa más dura o más rígida de roca, la profundidad del círculo de deslizamiento crítico está limitada (Figura 1.20). De hecho, el círculo más crítico puede tocar a la superficie inferior más dura.

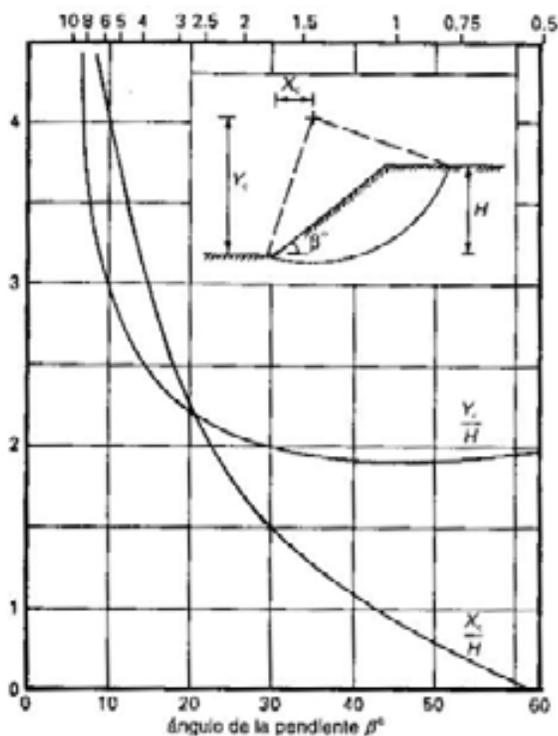


Figura 1.19: Ubicación del círculo crítico en primer tanteo.

Método del número de estabilidad de Taylor

En 1948, D.W. Taylor propuso un método simple para determinar el factor de seguridad mínimo para un talud en un suelo homogéneo: mediante el análisis de esfuerzo total basado en el método del círculo de fricción (ignorando la posibilidad de grietas de tensión), obtuvo una serie de curvas que relacionan un número de estabilidad (N) con el ángulo del talud β .

Considérese la expresión básica en el análisis de esfuerzo total $F = \frac{c_u RL}{Wd}$

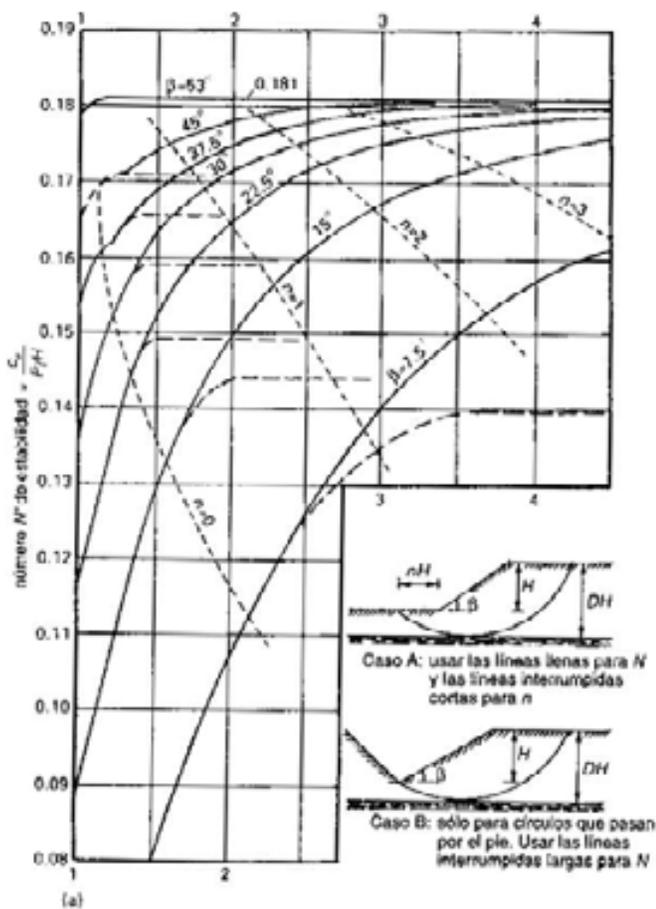
Obsérvese que $L \propto H$ y $W \propto \gamma H^2$, o sea que $L = K_1 H$ y $W = K_2 \gamma H^2$

$$\text{Entonces, } F = \frac{c_u R H K_1}{\gamma H^2 K_2 d}$$

El número de estabilidad depende de la geometría del círculo de deslizamiento y puede definirse como:

$$N = \frac{K_2 d}{K_1 R} = \frac{c_u}{F \gamma H}; \text{ Lo que da } F = \frac{c_u}{N \gamma H}$$

Los valores de N están relacionados con el ángulo del talud β , el ángulo de la resistencia al corte ϕ_u y el factor de profundidad D, como se muestra en las gráficas de la Figura 1.20. Para ángulos de pendiente mayores que 53° , el círculo crítico pasa por el pie del talud y se usa la gráfica de la Figura 1.20 b. Para ángulos de pendiente menores que 53° , el círculo crítico puede pasar frente al pie del talud y se usa la gráfica de la Figura 1.20 a. Cuando se restringe el círculo a pasar por el pie, se deben usar las líneas gruesas interrumpidas de la gráfica. El valor de n, que da el punto de emergencia del círculo crítico frente al pie, se puede obtener mediante las líneas delgadas interrumpidas.



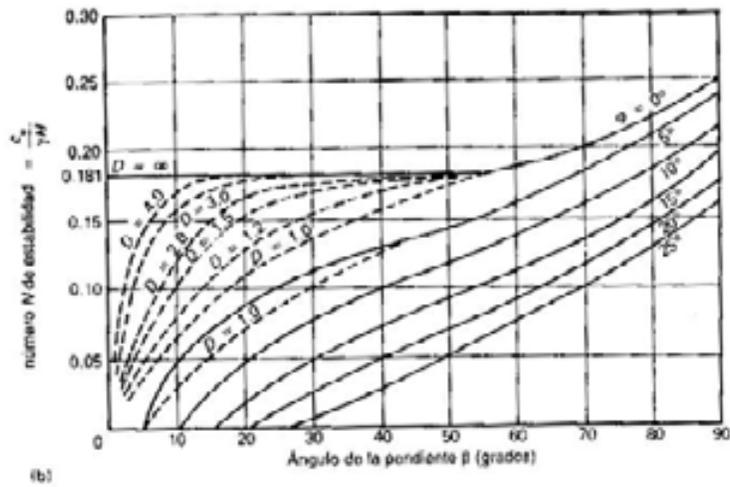


Figura 1.20: Gráficas del número de estabilidad de Taylor
 (a) Caso $\phi_u = 0$ (b) Caso $\phi > 0$

Métodos para taludes no homogéneos.

Método de Fellenius (Método ordinario).

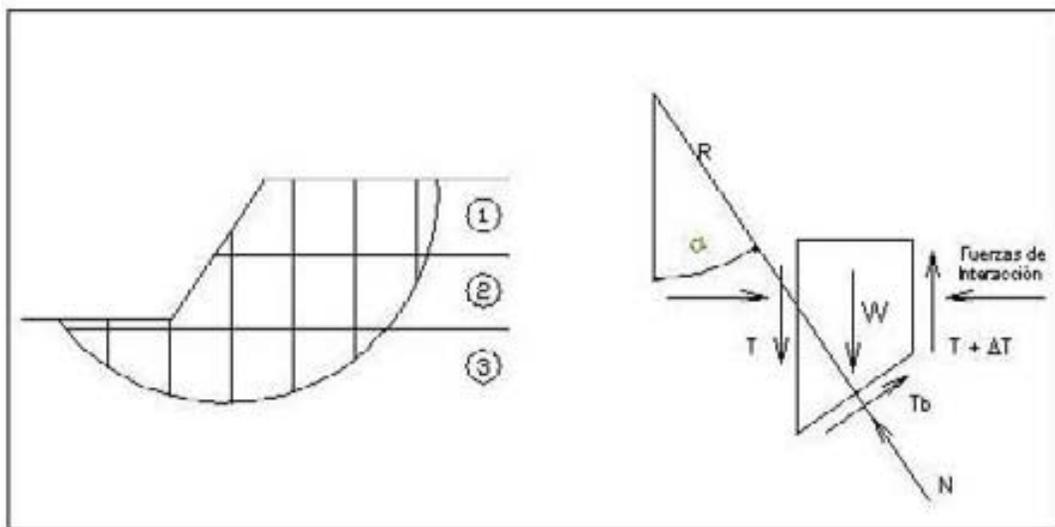


Figura 1.21: Método de Fellenius (Fuerzas Actuantes)

Hipótesis: las fuerzas laterales no generan resultante en la dirección normal al arco de falla.

Para cada rebanada.

$$N = W \cdot \cos \alpha$$

$$T = W \cdot \sin \alpha$$

$$T_f = (N - u \cdot \Delta l) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l$$

$$M_{VOLC} = R \cdot \sum_i^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$M_{RES} = R \cdot \sum_i^n (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \Delta l_i) \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \Delta l_i$$

$$F = \frac{M_{RES}}{M_{VOLC}} = \frac{\sum_i^n (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \Delta l_i) \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \Delta l_i}{\sum_i^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Este método es inconsistente, y no se debe usar con tensiones efectivas.

La inconsistencia se demuestra aplicando el método a taludes sumergidos e incrementando el nivel de agua.

En la forma habitual, de tanteo, se tendría:

$$l = \frac{\sum_i^n (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \Delta l_i) \cdot \frac{\tan \phi}{F} + \frac{c}{F} \cdot \Delta l_i}{\sum_i^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Método de Bishop.

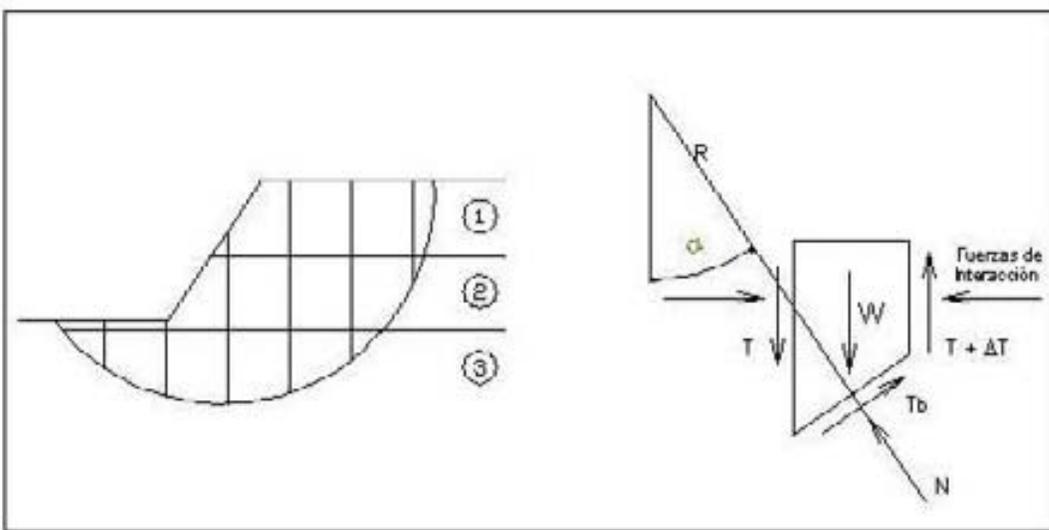


Figura 1.22: Método de Bishop (Fuerzas Actuantes)

$$W + \Delta T = N \cos \alpha + T_b \sin \alpha \Rightarrow N = \frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - T_b \tan \alpha \quad \text{Equilibrio vertical.}$$

$$T_{bf} = (N - u \cdot \Delta l) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l = \left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - T_b \cdot \tan \alpha - u \cdot \Delta l \right) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l$$

Determinación de F:

$$F = \frac{T_{bf}}{T_b} \Rightarrow T_{bf} = F \cdot T_b = \left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - T_b \cdot \tan \alpha - u \cdot \Delta l \right) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l$$

reordenando:

$$(F + \tan \alpha \cdot \tan \phi) \cdot T_b = \left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - u \cdot \Delta l \right) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l$$

De la ecuación de equilibrio de momentos:

$$\sum T_{bi} \cdot R = \sum W_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i \Rightarrow \sum T_{bi} = \sum W_i \cdot \sin \alpha_i$$

Reemplazando:

$$\sum \frac{\left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - u \cdot \Delta l \right) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l}{(F + \tan \alpha \cdot \tan \phi)} = \sum W \cdot \text{sen } \alpha$$

Multiplicando ambos términos de la igualdad por el factor de seguridad F, y luego reordenando:

$$F = \frac{\sum \frac{\left(\frac{W_i + \Delta T_i}{\cos \alpha_i} - u_i \cdot \Delta l_i \right) \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \Delta l_i}{1 + \left(\frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{F} \right)}}{\sum W_i \cdot \text{sen } \alpha_i}$$

En el método de Bishop simplificado se asume: $\Delta T = 0$

Esto significa considerar una resultante nula en la dirección vertical, de la acción de las fuerzas entre rebanadas.

En este método se cumple el equilibrio vertical y de momentos pero no se cumple el equilibrio horizontal.

Como en rigor $\sum \Delta T = 0$, se aproxima a que su contribución en el cálculo de F, es nula.

Modo de uso:

Se definen y calculan las siguientes variables auxiliares:

$$\begin{aligned} m_i &= \left(\frac{W_i}{\cos \alpha_i} - u_i \cdot \Delta l_i \right) \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \Delta l_i & F_1 &= 1 \\ p_i &= \tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i & F_2 &= \frac{\sum \frac{m_i}{1 + p_i}}{m_v} \\ m_v &= W_i \cdot \text{sen } \alpha_i & F_3 &= \frac{\sum \frac{m_i}{1 + p_i / F_2}}{m_v} \\ F &= \frac{\sum \frac{m_i}{1 + p_i / F}}{m_v} \end{aligned}$$

Este proceso no siempre converge.

Método de Janbu.

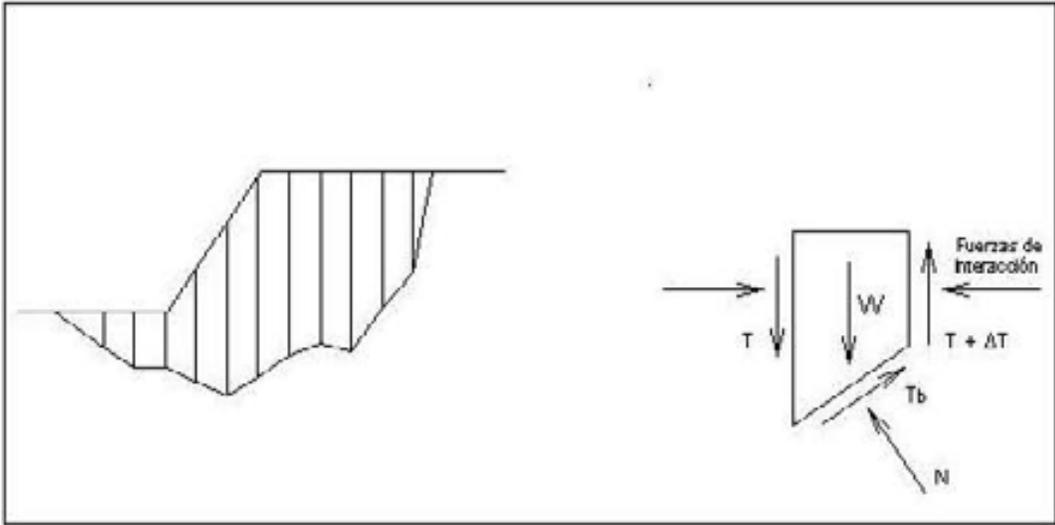


Figura 1.23: Método de Janbu (Fuerzas Actuantes)

Se puede aplicar a cualquier superficie de falla, ya que no requiere superficie circular.

$$\text{Asumiendo } \Delta T \downarrow \text{ y } \Delta E \rightarrow \Rightarrow \begin{aligned} N \cos \alpha + T_b \operatorname{sen} \alpha &= W + \Delta T \\ N \operatorname{sen} \alpha - T_b \cos \alpha &= \Delta E \end{aligned}$$

Como N es determinante en la resistencia, se trata de hallar N en primer lugar.

$$\begin{aligned} N &= \frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - T_b \tan \alpha \\ (W + \Delta T) \tan \alpha - T_b \frac{\operatorname{sen}^2 \alpha}{\cos \alpha} - T_b \cos \alpha &= \Delta E \\ (W + \Delta T) \cdot \tan \alpha - \frac{T_b}{\cos \alpha} &= \Delta E \end{aligned}$$

$$\text{Como } T_{bf} = F \cdot T_b = (N - u \cdot \Delta l) \tan \phi + c \cdot \Delta l$$

Reemplazando y ordenando:

$$T_b = \frac{\left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} \cdot \tan \phi - u \cdot \Delta l \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l \right)}{(F + \tan \alpha \cdot \tan \phi)}$$

Para que halla equilibrio Horizontal: $\sum \Delta E = 0$

$$\text{Debe ser: } \sum \frac{T_b}{\cos \alpha} = \sum (W + \Delta T) \cdot \tan \alpha$$

Reemplazando:

$$\frac{\left[\left(\frac{W + \Delta T}{\cos \alpha} - u \cdot \Delta l \right) \cdot \tan \phi + c \cdot \Delta l \right]}{\left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F} \right)} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} = F \cdot \sum (W + \Delta T) \cdot \tan \alpha$$

Con lo cual; si se considera el caso $\Delta T = 0$; se tiene:

$$F = \frac{\sum \frac{m_i / \cos \alpha_i}{1 + \left(\frac{p_i}{F} \right)}}{\sum W_i \frac{\text{sen } \alpha_i}{\cos \alpha_i}}$$

El método de Janbu simplificado cumple el equilibrio horizontal y vertical, pero no cumple el equilibrio de momentos.

Lista de Símbolos:

F.S.: Factor de Seguridad

c : cohesión aparente en términos de esfuerzo total

c' : cohesión aparente en términos de esfuerzo efectivo

c_u : cohesión aparente en términos del esfuerzo total en condiciones sin drenar

c_{ur} : valor residual de la cohesión aparente en términos del esfuerzo total en condiciones sin drenar

u : presión de poros

γ : peso unitario total

γ' : peso unitario efectivo (sumergido)

γ_d : peso unitario seco

γ_s : peso unitario de partículas sólidas

γ_{sat} : peso unitario total saturado

γ_w : peso unitario del agua

σ' : esfuerzo normal total

σ'_n : esfuerzo efectivo normal

τ : esfuerzo cortante no drenado

τ' : esfuerzo cortante drenado

φ : ángulo de resistencia al corte en términos del esfuerzo total

φ' : ángulo de resistencia al corte en términos del esfuerzo efectivo

φ'_c : ángulo crítico de resistencia al corte

φ'_r : ángulo residual de resistencia al corte

φ'_f : ángulo máximo de resistencia al corte

φ_u : ángulo de resistencia al corte, determinado en condiciones sin drenar

CAPITULO 2

DESCRIPCION FISICO-BIOTICA DEL SECTOR

NIEBLA-LOS MOLINOS-SAN IGNACIO

En este capítulo se describen las características básicas del medio físico del área de estudio, desde la localidad de Niebla por el sur hasta Punta Loncoyén por el norte y desde el mar chileno hasta la cota 100 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.).

Se incluyen aspectos relativos a oceanografía, climatología, hidrología, geología, geomorfología y suelos. Además, sobre la base de esta información y de observaciones en terreno, se estudiaron condiciones para movimientos de remoción en masa que afectan al área.

2.1 OLAS Y TSUNAMIS

a) Olas

No existen registros instrumentales de olas en la bahía de Corral, sin embargo, se puede inferir sus alturas debido a la estrecha relación existente entre el tipo y altura de la ola y los diversos estados morfodinámicos de playas (SHORT & WRIGHT, 1983; PINO & JARAMILLO, 1992). Por otra parte, todas las playas de este sector costero, poseen una punta rocosa en su costado norte, el que produce que los trenes de olas que entran en la bahía se reflejen perdiendo energía, por lo que en general las rompientes son menores en todas las playas en sus costados ubicados al norte.

La playa San Ignacio corresponde a la categoría intermedia, con olas de voluta o derrame, con barras submareales transversales. Presenta arena fina y pendientes moderadas, lo que indica que la altura de la rompiente de las olas oscila entre 1 y 3 metros. En este caso existe una ancha cara y berma de la playa, donde se disipa la energía del oleaje.

La playa Los Molinos ha sido estudiada sistemáticamente en sus características topográficas, granulométricas y se han medido visualmente altura de las rompientes (MARTINEZ, 1991; TENEOS, 1993; HERRMANN, 1992; HERRMANN et al.,1989). En esta playa la pendiente varía entre 1:14 y 1:61, siendo siempre mayor en el borde sur, donde también aumenta el tamaño del grano. El borde norte y central presenta características de playa reflectiva, con olas de surgimiento no mayores que 1 m de altura de rompiente. El borde sur, al sur del arroyo Los Molinos, presenta características de playa intermedia, con olas entre 1 y 3 m.

La playa Grande de Niebla ha sido estudiada en sus características de topografía y granulometría por PUSTELA (1994) y PEÑA (1993). Esta playa presenta

características de playa reflectiva, con alta pendiente (de hasta 1:8), arena gruesa y pequeñas olas de tipo surgiente menores que 1 m. La altura de la rompiente aumenta levemente de norte a sur.

La playa Chica de Niebla ha sido estudiada en topografía y granulometría por FIGUEROA & LEICHTLE (1991). Esta playa también presenta características de playa reflectiva, con alta pendiente y arena gruesa, y olas de tipo surgiente menores que 1m.

Durante las tormentas invernales las olas crecen considerablemente. Se han medido visualmente olas de hasta 4 m de altura en San Ignacio, Los Molinos y playa Grande de Niebla. En el primer caso las olas disipan su energía sobre la ancha cara de la playa; en Los Molinos la energía de estas olas hace que revienten por encima de la costanera de hormigón, depositando arena sobre la calle paralela a la playa. En playa Grande de Niebla las olas de tormentas erosionan totalmente la playa y están erosionando también la base del acantilado costero. En la zona de la costanera del embarcadero de Niebla las olas de tormenta depositan sedimentos marinos del tamaño de grava sobre el camino costero.

b) Tsunamis

Los tsunamis son olas causadas por erupciones volcánicas, derrumbes submarinos y hundimiento o sollevamiento bruscos del fondo oceánico asociados a un sismo. Según RAMIREZ (1986) esta última causa es la responsable del 96% de los tsunamis generados en el Pacífico entre 1900 y 1986 (247 tsunamis). De estos, 54 han causado accidentes humanos y daños materiales cerca del lugar de origen y 9 daños generales a lo largo de la cuenca del Pacífico. Del total de tsunamis registrados en estos años, un 29% se han originado en Japón, un 18% en el Pacífico Sur y un 9% en Sudamérica. Entre 1562 y 1986, Chile registra 109 tsunamis en sus costas. De ellos, 19 tienen registros de accidentes humanos y daños materiales (BERRINGHAUSEN, 1961).

Dadas las características de los tsunamis (longitud de onda de 150 a 1000 km; velocidad entre 700 y 900 km/hr, período de 15 minutos a horas y altura de rompiente de 6 a 22 m), el choque del tsunami contra la costa es devastador, y aun cuando pueden originarse muy lejos, sus altas velocidades les permiten recorrer el Pacífico en pocas horas.

La costa de Valdivia ha sufrido sismos importantes en 1575, 1737, 1837 y 1960. Este último, con una magnitud de 9.5, liberó más energía que cualquier otro sismo registrado instrumentalmente en la historia de la sismología (KANAMORI, 1977). Tanto los sismos de 1537 como de 1960 produjeron Tsunamis (ROTHER, 1961), pero según LOMITZ (1970) el sismo de 1837 también produjo tsunami en la zona de Valdivia, de menor envergadura. Para el tsunami de 1960, la altura de la ola ha sido estimada para

Corral entre 15 y 20 m, produciéndose destrucción total de las viviendas hasta la cota 10 m (ROTHER, 1961).

Sin embargo, en la zona de Valdivia los sismos de magnitud mayores que 9 producen subsidencia cosísmica, es decir el continente se hunde instantáneamente durante el sismo entre 1 y 2 m, por lo que es conveniente considerar que cuando la ola del tsunami revienta en la costa, lo hace sobre un sector que se acaba de hundir.

Existen también antecedentes de Tsunamis detectados a través de depósitos (láminas de arena y grava), que permiten reconocer el efecto de estas olas antes de la existencia de registros históricos. ATWATER et al.(1992), han detectado en las cercanías de Maullín 3 tsunamis producidos entre 1000 y 1700 D.C. Por otra parte, siempre cabe la posibilidad de que un tsunami originado en las costas de Japón afecte las costas de Valdivia, tal cual el tsunami de 1960 produjo enorme cantidad de víctimas y daños materiales en Japón.

2.2 CLIMA

La información climatológica de un lugar es un antecedente indispensable para su caracterización. Las diferentes actividades biológicas o antrópicas están influenciadas por las condiciones ambientales, en las cuales el clima juega un rol protagónico.

La tipología climática para la zona, utilizando la clasificación climática de KOEPPEN (1948) y considerando las modificaciones introducidas por FUENZALIDA (CORFO, 1965; IREN-CORFO, 1974) es de Clima Templado Lluvioso con influencia Mediterránea.

La caracterización climatológica de la zona de Niebla se hizo con la información meteorológica disponible en el Instituto de Geociencias de la Universidad Austral de Chile.

a) Temperatura del aire

La temperatura media anual presenta una característica térmica bastante homogénea; oscila alrededor de los 12.2 °C. Enero es el mes más cálido con 17.2 °C y julio el más frío con 7.5 °C (Fig. 2.1).

Una oscilación media anual de la temperatura de sólo 9.7 °C, a pesar de la avanzada latitud del lugar, pone de manifiesto la influencia moderadora del mar.

Las temperaturas máximas absolutas se registran principalmente en el período diciembre – febrero, con valores que oscilan alrededor de los 30 °C, pero que no sobrepasan los 35 °C. La temperatura más alta de los últimos 30 años fue de 35 °C.

Las temperaturas más bajas del aire se registran entre junio y agosto. La temperatura mínima absoluta para los últimos 30 años fue de $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$. El número promedio anual de días en los cuales en el cobertizo meteorológico se registran temperaturas inferiores a $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ es 12. A nivel de suelo (5 cm) esta misma observación tiene una frecuencia de 58 casos.

En general, el período libre de heladas (a 2 m s.n.s.) está delimitado entre los meses de diciembre y febrero.

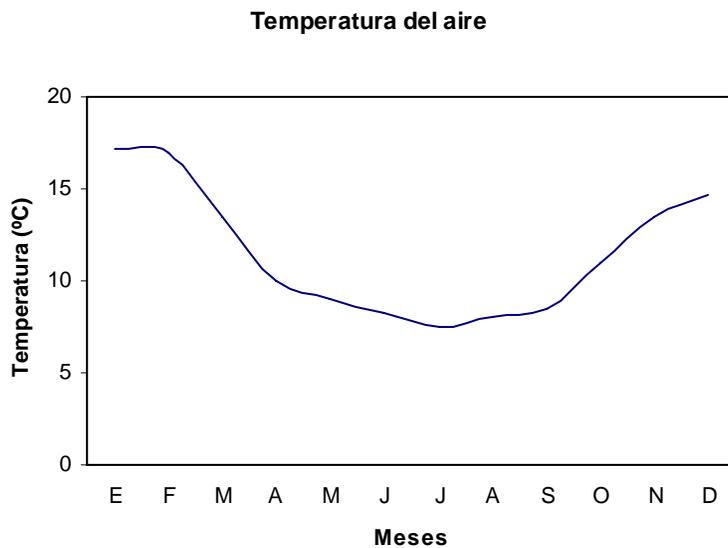


Figura 2.1: Curso promedio anual de la Temperatura del Aire

b) Precipitación

Las precipitaciones se producen durante todo el año (Fig. 2.2). Su valor promedio anual es de 2.272 mm. Sin embargo, puede decirse que ellas disminuyen considerablemente en los meses de enero y febrero, donde no sobrepasan, promedio, los 60 mm/mes.

Las variaciones interanuales de la precipitación entre los años más secos y los más lluviosos pueden alcanzar valores superiores al 50% de desviación respecto al promedio anual. El año más lluvioso de los últimos 30 años registró 2.835 mm (1993) y el más seco 1.393 mm (1998).

Las precipitaciones estivales (diciembre-febrero) participan sólo con un 7.8 % en la precipitación anual (Fig. 2.3). Este valor aumenta paulatinamente hacia los meses invernales, de tal manera que la precipitación de otoño (marzo-mayo) contribuye con un 24.3% en la total anual y los meses de junio, julio y agosto con un 50.5%. Las precipitaciones en primavera (septiembre-noviembre) descienden en forma importante y su participación se reduce a un 17.4%.

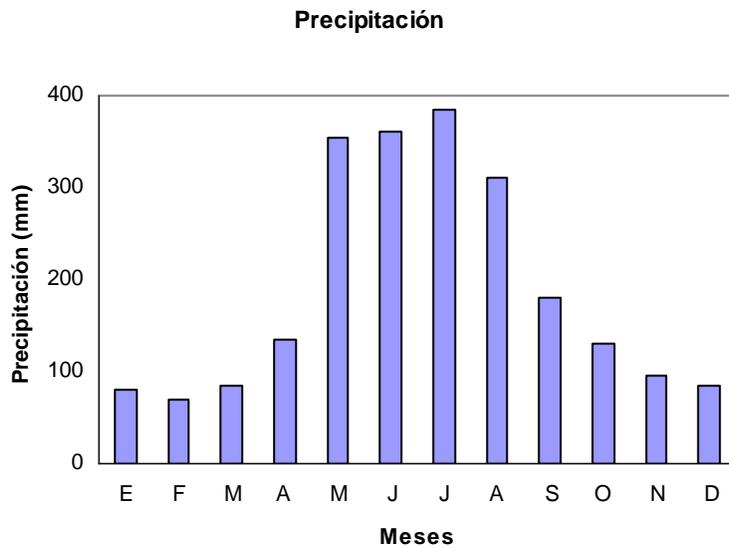


Figura 2.2: Curso promedio anual de la Precipitación



Figura 2.3: Participación estacional de las precipitaciones.

Las precipitaciones de la zona son, en general, de origen ciclónico o frontal. Estas precipitaciones pueden tener una duración de varios días, con un aporte de agua que puede superar los 10 mm para una tormenta. A pesar de que la zona está expuesta a una alta pluviometría, las lluvias rara vez tienen una intensidad mayor que 10 mm/hr. Ocasionalmente, algunos eventos de precipitación alcanzan intensidades de 15 a 20 mm/hr, pero son casi siempre de corta duración.

Las lluvias más fuertes van siempre acompañadas por viento norte, entre mayo y agosto y direcciones norte, noreste y oeste durante las otras épocas del año.

Curso promedio anual de días con precipitaciones: La zona tiene en promedio 178 días con precipitaciones. La cantidad promedio de días con precipitación por mes para la

zona tiene un curso anual definido (Fig. 2.4). El mes con menos días con lluvias es febrero con 8 días, mientras que julio registra la mayor cantidad de días con 23.

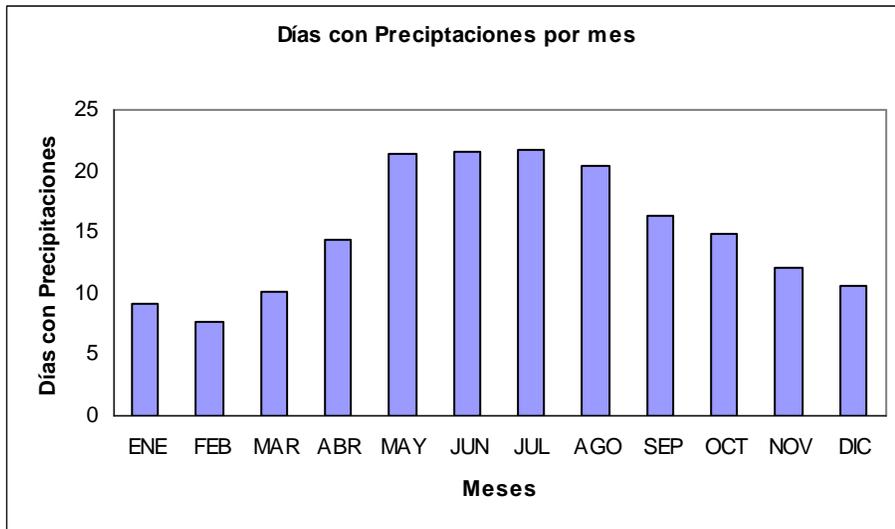


Figura 2.4: Curso promedio anual de días con precipitación por mes.

Curso promedio anual de la intensidad de las precipitaciones: La variación temporal de la intensidad de las precipitaciones (mm/día) y su frecuencia con respecto al número promedio de días con precipitación se presenta en la Tabla 2.1. La mayor frecuencia de precipitaciones tiene una intensidad diaria inferior a los 5 mm, lo que equivale al 43.7% de todos los días con lluvia del año. La intensidad de 10 a 30 mm/día participa con una frecuencia de 28.6%. Precipitaciones con intensidades superiores a 100 mm/día son escasas; su frecuencia es de sólo 0.3%.

Durante los últimos 35 años la máxima cantidad diaria de precipitación alcanzó los 145 mm.

Tabla 2.1: Frecuencia promedio mensual de la Intensidad de las Precipitaciones (mm/día) y su Frecuencia Relativa con el Número de Días con Lluvias por mes.

Meses	< 5		> 5 - < 10		> 10 - < 30		> 30 - < 50		> 50 - < 100		> 100	
	días	%	días	%	días	%	días	%	días	%	días	%
ENE	5.4	58.8	1.6	17.4	1.8	19.7	0.3	3.2	0.1	0.6	0.0	0.3
FEB	4.9	63.1	1.1	14.3	1.4	18.1	0.2	2.8	0.1	1.7	0.0	0.0
MAR	5.9	57.8	1.8	17.8	2.0	19.6	0.3	2.9	0.2	1.9	0.0	0.0
ABR	7.0	48.7	2.4	16.5	3.6	25.4	0.9	6.0	0.5	3.2	0.0	0.2
MAY	7.6	35.7	3.2	14.9	6.7	31.4	2.4	11.1	1.3	6.1	0.2	0.9
JUN	6.8	31.7	3.3	15.5	7.4	34.7	2.5	11.5	1.4	6.3	0.1	0.4
JUL	6.7	30.8	3.2	14.9	7.7	35.1	2.8	12.9	1.2	5.7	0.1	0.6
AGO	7.6	37.0	2.9	14.0	7.2	35.3	1.9	9.4	0.8	4.1	0.1	0.3
SEP	6.8	41.6	3.1	18.7	5.1	31.3	0.8	5.1	0.5	3.2	0.0	0.0
OCT	7.6	50.9	2.3	15.5	4.0	26.5	0.8	5.4	0.2	1.6	0.0	0.0
NOV	6.6	54.5	2.5	20.5	2.4	20.1	0.4	3.6	0.2	1.3	0.0	0.0
DIC	6.1	57.3	1.6	15.3	2.3	21.4	0.4	4.1	0.2	2.0	0.0	0.0

c) Evaporación

La evaporación potencial promedio anual de la zona es de 807 mm (HUBER, 1970). La evaporación tiene un curso anual bien definido. El mayor valor promedio mensual es para enero, con 152 mm, y el menor es junio, con 11 mm. Excepcionalmente, durante el estío se puede registrar una evaporación potencial diaria que alcanza valores entre 8 y 10 mm.

Desde noviembre y hasta marzo, las pérdidas mensuales de agua por evaporación sobrepasan a los aportes por precipitación (Fig. 2.5). Esta desigualdad se hace máxima en enero con 152 mm. En el mes de junio el balance favorece a la precipitación con 288 mm.

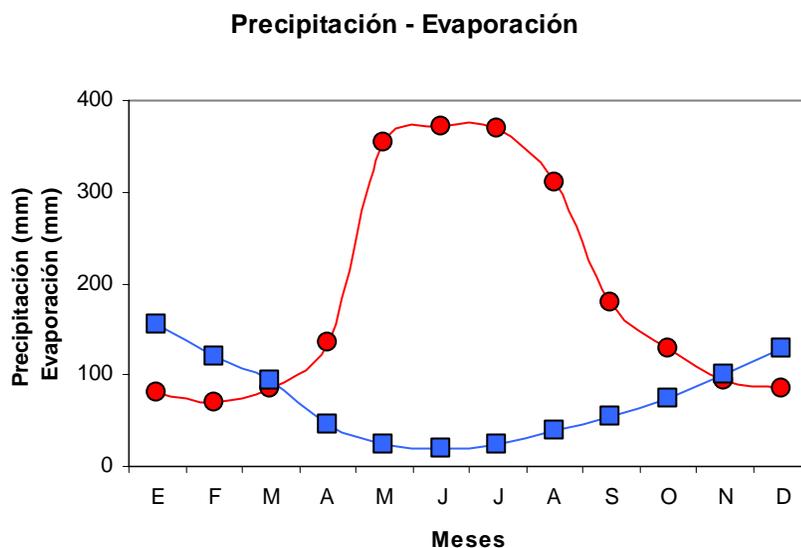


Figura 2.5: Curso promedio anual de la Precipitación y Evaporación

d) Humedad relativa del aire

La humedad relativa promedio anual para la zona es de 82% (Fig. 2.6). La promedio mensual más baja se registra en enero y diciembre con 68% y la más alta, en mayo con 88%.

La influencia del mar, el aporte de vapor de agua por evapotranspiración, la pluviometría y el régimen térmico local, permiten que la humedad relativa promedio mensual durante todo el año supera el 74% (HUBER, 1970).

El curso diario de la humedad relativa del aire durante el verano, especialmente cuando hay predominio de condiciones anticiclónicas, registra fuertes oscilaciones entre la noche y el día. Valores cercanos al 100% durante la madrugada se alternan con registros inferiores a 50% durante la media tarde. Excepcionalmente se pueden anotar extremas inferiores al 30%. Estas situaciones se producen durante el estío, cuando a media tarde los vientos frescos y húmedos provenientes del Pacífico, son bloqueados y

no se les permite su penetración al continente. Bajo estas condiciones sinópticas, el horario en que se registra la temperatura máxima se retrasa, lo que permite un incremento en su valor. Esta propensión repercute en forma inversa sobre la humedad relativa del aire, permitiendo que esta alcance valores excepcionalmente bajos.



Figura 2.6: Curso promedio anual de la Humedad Relativa del Aire.

e) Viento

Variación temporal de las características de los vientos: Los datos de velocidad y dirección promedio mensual de los vientos, sólo deben ser utilizados con precaución, debido a que estos parámetros pueden estar fuertemente influidos por las características topográficas de zona de Niebla.

En general, la zona se caracteriza por tener una cantidad importante de horas del día, durante las cuales prácticamente no se registran vientos. En promedio, esta situación supera las 7 horas.

Durante el período abril-septiembre, los vientos predominantes son N y NE. A partir de octubre, la dirección N se hace menos frecuente, y da paso a la dirección en la cual participan las componentes S y O, que predominan durante el resto del año.

La velocidad promedio diaria mensual de la velocidad del viento a través del año es bastante pareja. Para el período de estudio, este parámetro varió entre los 2.1 m/s (febrero) y 3.6 m/s (julio). Ocasionalmente, y especialmente para el período mayo-agosto, se pueden registrar vientos que superan los 80 km/hr. Durante los últimos 40 años, en una sola ocasión, se registraron ráfagas de viento que sobrepasaron los 150 km/hr.

Curso promedio diario y mensual de la dirección y velocidad del viento: Para el período diciembre-febrero, se registra un curso promedio diario bien definido de las situaciones calma. La mayor frecuencia de las horas sin viento comienza aproximadamente a las 20 hr y termina a las 10 de la mañana del día siguiente. Los

vientos de mayor frecuencia para este período son en SE y el SO. Durante estos tres meses la velocidad menor se registra durante la noche y en la madrugada, luego aumenta durante el día y alcanza su máximo alrededor de las 18 hr.

Para el período de otoño (marzo-mayo), se mantiene el curso diario de la frecuencia de los estados de calma. Durante el segundo mes de este período, abril, el viento SE es sustituido por la dirección N. Fenómeno que tiene que ver con un incremento de las precipitaciones.

El curso promedio diario mensual de la velocidad del viento es similar al trimestre anterior. Destaca en el mes de abril la aparición de un segundo momento de velocidad máxima, que se acentúa durante el invierno.

Durante el último trimestre (septiembre-noviembre), se mantiene el curso promedio diario de las situaciones de calma, pero su frecuencia se reduce durante el mediodía. La dirección predominante N va perdiendo importancia y paulatinamente es reemplazada por la dirección O, y posteriormente por las direcciones en las que participa la componente S.

2.3 SUELOS

Los suelos del área de estudio han sido clasificados por IREN – Universidad Austral (1978) como pertenecientes a la Asociación Tres Cruces. Corresponde a una asociación topográfica que se extiende en la Cordillera de la Costa al norte del río Valdivia.

Está integrada por dos suelos que de oriente a poniente presentan las siguientes características generales:

- **Suelos tipo A:** Los sectores más bajos están ocupados por suelos desarrollados sobre terrazas marinas antiguas muy disectadas y de muy poca extensión espacial. Se trata de suelos moderadamente profundos a profundos, de muy buen drenaje y sin limitaciones de arraigamiento.

Estos suelos se presentan sobre la Terraza de Cancagua que se describen en los capítulos de geología y geomorfología de este capítulo. El predominio de pendientes suaves otorga a estos suelos una buena aptitud para el desarrollo de actividades agrícolas (huertas, frutales, pasto) y para el establecimiento de viviendas. Si bien su ocurrencia es de tipo local, adquieren importancia para la instalación de la población.

- **Suelos tipo B:** Por sobre los suelos de terrazas marinas y en una topografía fuertemente ondulada o escarpada se presentan suelos de la serie Hueicoya. Esta serie de suelos tiene su principal área de ocurrencia al sur del río Valdivia, sin embargo también se les encuentra en este sector del área de estudio.

Se trata de suelos derivados de esquistos, en topografía escarpada, con pendientes dominantes superiores al 30%. Presentan grandes variaciones en cuanto a su espesor, predominando los moderadamente profundos. Las texturas superficiales son moderadamente finas, pasando a finas en profundidad, lo que hace que se presenten blandos y friables hasta los 24 cm y firmes, ligeramente plásticos y ligeramente adhesivos en profundidad. Por ello el arraigamiento es bueno hasta los 46 cm y escaso en profundidad.

Presentan niveles de muy fuerte acidez hasta los 46 cm y fuerte acidez en mayor profundidad. Esto va acompañado de niveles altos de materia orgánica en los horizontes superficiales, la que disminuye bruscamente en profundidad.

En el área de estudio predomina la unidad correspondiente a la Asociación Tres Cruces, franco arcillo limosa, moderadamente profunda, con drenaje excesivo y mas de 30% de pendiente. Los terrenos que ocupa son escarpados como ya se dijo, y poseen aptitud netamente forestal, con una capacidad de uso clasificada como VIIe. Es decir se trata de suelos que presentan severas limitaciones asociadas a una susceptibilidad notoria a la erosión.

2.4 GEOLOGÍA.

La zona costera de Niebla–San Ignacio presenta afloramientos de dos unidades geológicas. La más antigua corresponde al Basamento Metamórfico, denominado como Formación Piedra Laja, y está compuesta de esquistos de mica, esquistos verdes, cuarcitas y pizarras. La edad probable de esta unidad Paleozoico inferior. La Formación Piedra Laja aflora en general por encima de los 40 m.s.n.m, originando el macizo costero, y también en el borde costero de las penínsulas.

En los afloramientos costeros más frescos, se observa una gran frecuencia de esquistos verdes, que no se reconocen en los afloramientos superiores. Dado que los esquistos verdes se meteorizan con mayor intensidad que los esquistos de mica y las cuarcitas, es posible que muchas de las quebradas existentes en la zona estén formadas por este tipo de roca, que producirá con facilidad geofomas negativas.

La unidad más joven está formada por sedimentos fluviales depositados durante el último período interglacial del Pleistoceno y aflora entre el nivel del mar y una altura variable entre 30 y 50 m.s.n.m. Esta unidad no tiene denominación formal y generalmente se denomina Terraza de Cancagua.

Los sedimentos pleistocenos que afloran en el área se presentan en dos facies. La primera y más abundante corresponde a una arenisca de origen volcánico, con un cemento incipiente formado por alteración de ceniza volcánica. Ocasionalmente contiene intercalaciones con piedra pómez, y algunos niveles de turba (costado sur de

Playa Grande de Niebla). Estas presentan numerosos trozos de madera y hojas de *Nothofagus* sp. fosilizadas. Las areniscas volcánicas reciben localmente la denominación de Cancagua, y fueron empleadas como material de construcción en el Fuerte de Niebla.

La segunda facies corresponde a sedimentos clásticos y orgánicos, de facies fluviales y palustres. La secuencia está compuesta por conglomerados y areniscas derivadas de la Formación Piedra Laja, y algunos niveles de arcillas y turbas. En las turbas existen troncos de alerce bien conservados, cuya edad radiocarbónica escapa del rango de este método (más de 45.000 años). La extensión de esta facies se reduce a las subcuencas “Los Enamorados” y “El Molino” y engrana lateralmente con las facies de areniscas volcánicas. En ellas se observa la existencia de fallas normales con alrededor de 2 -m de salto, situación típica en lugares con tectónica activa.

En lugares sin pendiente, y con bajo grado de meteorización, las tres unidades descritas tienen un buen comportamiento como suelo de fundación.

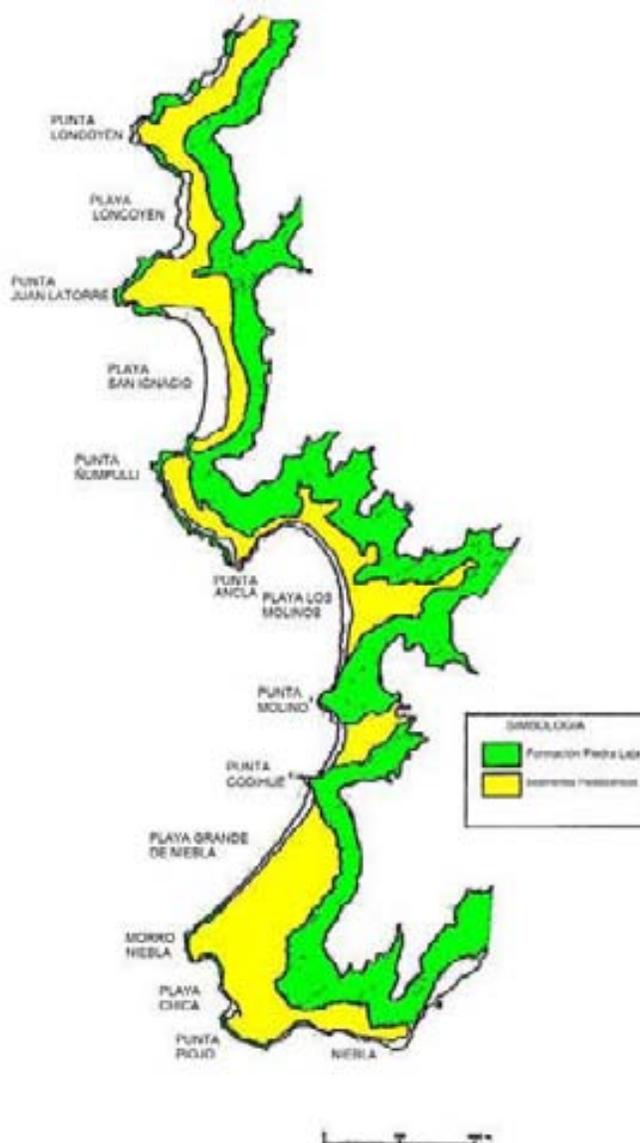


Figura 2.7: Carta Geológica del Área de Estudio.

2.5 GEOMORFOLOGÍA.

La costa del área de estudio corresponde en la clasificación propuesta por ARAYA (1976) a la región de bahías abiertas sin protección y de ríos, la que como rasgos adicionales presenta terrazas estrechas y acantilados duros y puntas.

La zona se caracteriza fundamentalmente por ser una costa rocosa que forma parte del denominado Basamento Metamórfico (OYARZUN, 1985; ILLIES, 1970) y por presentar terrazas pleistocénicas cuyos principales componentes son arenas de origen volcánico (BRÜGGEN, 1945; FUENZALIDA et.al.,1965; PINO, 1987; ROJAS, 1990; SUBIABRE & ROJAS, 1994).

Importante es de señalar la influencia en la geomorfología local ejercida por desplazamientos verticales de la costa producto de su ubicación en un margen tectónicamente activo, y por las variaciones del nivel del mar habidas durante el Pleistoceno y Holoceno. Particularmente resaltantes en la geomorfología regional son los efectos producidos por la subsidencia en alrededor de 1.8 m con ocasión de los sismos de mayo de 1960 (ROJAS, 1990).

Hasta la fecha son muy pocas las investigaciones concernientes a la geomorfología litoral de Valdivia que se han publicado; más aun, muchas de ellas tratan el tema sólo de manera muy tangencial, en forma indirecta o tocan sólo aspectos generales.

2.5.1 Unidades Morfológicas

Se definieron para el área de estudio las siguientes unidades geomorfológicas:

- a) Laderas erosionales del basamento metamórfico costero
- b) Escombreras de las laderas erosionales del basamento metamórfico
- c) Terraza de canchagua
- d) Terraza de canchagua solevantada
- e) Terrazas aluvio-coluviales y planos inclinados del sector de Los Molinos-Niebla
- f) Terraza baja costera
- g) Plataforma de abrasión
- h) Acantilado marino
- i) Talud de terrazas
- j) Playas

a) Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero

Corresponden a los faldeos occidentales de la Cordillera de la Costa, desde la divisoria de aguas (en el área de estudio desde la cota 100 m) hasta su contacto con las unidades que se localizan al pie de los cerros y que poseen, entre otras características, una pendiente notablemente inferior.

Están compuestas por las rocas propias de la Cordillera de la Costa en el área, es decir, pertenecientes al denominado "Complejo Metamórfico" (principalmente esquistos micáceos), en algunos sectores intensamente meteorizadas, situación en la cual presentan colores rojizos, son fácilmente desmenuzables y se hacen considerablemente susceptibles a la erosión, especialmente en aquellos lugares donde la cobertura vegetal es escasa. Cabe mencionar aquí que en diversos puntos la vegetación arbórea nativa ha sido totalmente eliminada, presentándose en su lugar praderas con matorrales y algunos árboles, especialmente renovables. Sin embargo, toda esta unidad se caracteriza por su elevada pendiente, de modo que es muy propensa a procesos erosivos. Al respecto, en el siguiente análisis tal característica topográfica se hace evidente.

En el sector Playa Rosada, esta unidad presenta laderas más o menos uniformes, sin grandes irregularidades. Valores representativos de las pendientes fluctúan 45% y 83.3% (24° - 39.8°).

En Playa Lonocoyén son frecuentes pendientes entre 41.6% y 60% (22.6° y 30.8°). Existen sin embargo perfiles compuestos, en que los tramos de baja pendiente poseen valores entre 16.7% y 19.2% (9.5 a 10.9°).

En Playa San Ignacio, la unidad Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero presenta valores de pendientes máximas del orden de 49% a 64.5% (26.1° a 32.8°), pero secciones de perfiles compuestos pueden bajar hasta 29.2% (16.3°).

Entre Punta Ñumpulli y Punta Ancla, la unidad muestra laderas más o menos uniformes, siendo representativos los valores entre 33.3% (18.4°) y 50% (26.6°).

En la parte trasera del área de Playa Los Molinos, las pendientes de la unidad pueden representarse por valores entre 45.5% (24.4°) y 66.7% (33.7°), pudiendo disminuir hasta 27.8% (15.5°) en tramos con perfiles compuestos.

Pendientes altas caracterizan el área de Punta Molino, quedando estas representadas por valores entre 57.9% (30.1°) y 73.1% (36.2°).

En Playa de los Enamorados, tales valores varían entre 30.3% y 57.1% (16.9° y 29.7°). En algunos sectores vinculados a quebradas que desembocan allí, perfiles compuestos alcanzan valores bajos para ciertos tramos: 23.8% (13.4°).

El área de Niebla, aproximadamente entre la Playa Grande y el Fuerte, son frecuente pendientes entre 34.1% y 59.7% (18.8° y 30.8°). No obstante lo anterior, en perfiles compuestos, algunos tramos muestran valores que pueden llegar a 72.7% (36°). Aquí los valores mínimos alcanzan a 20.5% (11.6°).

En el sector del estacionamiento y muelle de Niebla, las pendientes son nuevamente algo irregulares, pero en general son altas: en laderas compuestas, el terreno puede llegar a presentar hasta 78.9% (38.3°) y pendientes bajas de 38.5% (21°).

En el sector de deslizamiento de material metamórfico localizado junto al camino y frente a la zona de relleno (SOMARCO), la pendiente actual presenta valores considerablemente altos, hasta 75% (36°).

En general, entonces, la unidad Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero muestra como una característica resaltante la elevada pendiente. En algunos puntos es posible advertir la ocurrencia de procesos erosivos a través de desprendimiento de rocas, marcas tipo “terrasetas” o “pisadas de vaca” o incluso cárcavas. También los cursos de agua que la disectan manifiestan procesos de erosión lineal.

Uno de los sectores en que los procesos denudativos de esta unidad se hacen más evidentes corresponde al del inicio del área de estudio por el sur (sector del terraplén de relleno artificial). Un desprendimiento de rocas de grandes dimensiones manifiesta en forma recurrente la actividad de remoción en masa en el área. La actividad más reciente ha originado un talud de derrubios que alcanza una longitud de 135 m junto al camino.

b) Escombreras de las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico

Corresponden a acumulaciones en las que materiales derivados del Basamento Metamórfico aparecen en forma de clastos con un pequeño grado de redondeamiento o sin él, mezclados en forma relativamente caótica, ocasionalmente con una cierta estratificación. Usualmente se presentan muy meteorizados y la forma del depósito corresponde a la de productos de remoción en masa y localmente a la de depósitos aluvio-coluviales.

En el límite sur-oriental del área de estudio (sector del muelle de Niebla), retazos de la Terraza de Cancagua están parcialmente en contacto con esta unidad, similarmente a lo que ocurre en Playa Rosada en la parte posterior de parte de la Terraza de Cancagua; aquí tales depósitos se encontraron sobre esquistos y también sobre cancagua.

c) **Terraza de Cancagua**

Gran parte de las terrazas en la Bahía de Corral y sectores adyacentes pueden ser correlacionadas litológicamente con las terrazas fluviales existentes en la cuenca de Valdivia, sobre las cuales se ha asentado parte de la ciudad (ROJAS, 1990). Estas terrazas han sido asignadas al interglacial Riss-Würm (ILLIES, 1970; LAUER, 1968). Los materiales que las componen se conocen localmente, como ya se mencionó en el capítulo de Geología, como “cancagua” y han sido descritos como “areniscas arcillosas” (BRÜGGEN, 1950), “tobas” (ILLIES, 1970) y “areniscas de composición volcánica” (PINO, 1987). En la cuenca de Valdivia la “cancagua” yace sobre ripios y arenas provenientes de aguas de fusión de la penúltima glaciación (ILLIES, 1970; LAUER, 1968), aún cuando también lo hace sobre rocas más antiguas (esquistos micáceos del Basamento Metamórfico del Paleozoico y limolitas del Terciario (ROJAS, 1990).

Sector Playa Rosada: La Terraza de Cancagua presenta aquí una amplitud variable entre un máximo de 160 m y un mínimo de 40 m. Su altura varía entre 16 y 30 m s.n.m., con un promedio de alrededor 23 m s.n.m. El empalme posterior con la unidad de Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero ocurre a cota algo inferior a 30 m s.n.m.

Se presenta parcialmente cubierta en la parte posterior por acumulaciones del tipo coluvio con materiales meteorizados, derivados principalmente del basamento metamórfico. La terraza se encuentra disectada por cursos de agua que localmente dejan al descubierto los esquistos micáceos que subyacen a la cancagua.

Hacia el mar, la terraza termina en un acantilado que en los extremos norte y sur de la playa alcanza desniveles superiores a 30 m. La base del acantilado presenta antepuesta una pequeña terraza (Terraza baja Costera) que lo protege de la abrasión marina directa.

En el extremo sur de Playa Rosada, la unidad Terraza de Cancagua se pone en contacto con la unidad de Terraza de Cancagua Solevantada.

Sector Punta Loncoyén: Solamente el extremo occidental de la Punta Loncoyén se presenta como unidad geomorfológica correspondiente a Terraza de Cancagua. Su altura varía entre 25 y 30 m s.n.m. No tiene más de 50 m de amplitud y 120 m de largo.

Sector Playa Loncoyén: La amplitud máxima de la terraza alcanza a 200 m y la mínima a sólo 20 m. Aquí la longitud de la terraza llega a 800 m, con una altura entre 23 y 37 m s.n.m., aumentando hacia la parte posterior; en promedio su altura corresponde a 23-24 m, preferentemente en el borde hacia el mar.

El empalme con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero ocurre a cota inferior a 38 m en sector norte y menor a 32 m s.n.m., en el sector sur. El contacto entre ambas unidades es bastante marcado y abrupto.

En la parte SO de la terraza, ésta es disectada por una profunda quebrada, que la separa de la Punta Juan Latorre con forma de morro, de características bastante similares al ubicado en el extremo norte.

Al Sur su límite es un espolón de esquistos, y al Oeste el escarpe origina el acantilado hacia el mar.

Sector Punta Juan Latorre: En el extremo occidental de Punta Juan Latorre se encuentra un resto de Terraza de Cancagua, que presenta forma triangular; su amplitud y longitud alcanzan a unos 200 m como máximo. La superficie de esta terraza es algo irregular, pues se presenta más elevada en los extremos anterior y posterior, y algo deprimida al centro. La terraza está limitada en todo su contorno por un escarpe.

En la parte posterior de Punta Juan Latorre, junto al camino, la Terraza de Cancagua se presenta con cierta amplitud (hasta 240 m), interrumpida en su continuidad hacia el Norte por un espolón de esquistos que se desprende de las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero. Su altura es relativamente uniforme (entre 30 y 33 m s.n.m.). Hacia el occidente limita con la Terraza de Cancagua Solevantada y hacia el Este con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero.

Sector Playa San Ignacio: En este tramo la Terraza de Cancagua se presenta con una forma de arco, cuya amplitud máxima se localiza en la parte central (120 m) y la mínima llega a 50 m. Su longitud supera los 1.100 m, variando la altura entre 46 m s.n.m., en el extremo sur y 22 m s.n.m., en la parte central donde es más pareja.

La amplitud es bastante más regular que en los sectores de más al norte. Está muy disectada por quebradas. En general se presenta como un plano inclinado hacia el mar que, preferentemente en sus extremos norte y sur, cae hacia la playa como acantilado desde aproximadamente 24 y 40 m, respectivamente; en numerosos sectores lo hace en forma más gradual.

Donde no hay acantilado, el paso hacia la playa es con frecuencia en forma escalonada o de plano inclinado, pero está separado de ella por una notoria y continua terraza baja costera. Hacia atrás, el contacto con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero es también bastante claro, y ocurre a una cota inferior a 40 m s.n.m.

En este sector se reconoció una facies de Cancagua con estratos arcillosos en la parte superior, similares a los descritos para la cuenca de Valdivia por ROJAS (1990). Estas capas de granulometría fina son posibles de observar a cotas entre 25 y 30 m s.n.m.

Sector entre Punta Ñumpulli y Punta Ancla: Presenta aquí una amplitud variable desde un máximo de 170 m en el extremo sur y un mínimo de 50 m. La altura sobre el nivel del mar varía entre 30 m en la parte norte, limítrofe con la Terraza de Cancagua Solevantada en la punta Ñumpulli y 22 m (terrazza del extremo norte de la Playa Los Molinos; Punta Ancla). La altura desciende levemente de NO a SE.

El contacto de esta terraza con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero se verifica junto al camino en el sector norte y luego coincidiendo aproximadamente con la curva de nivel de 30 m (extremo sur).

Hacia el mar, la terraza aparece limitada en todo su contorno por un marcado escarpe de altura mínima de 20 m, cayendo en acantilado hasta una angosta Terraza Baja Costera. En Punta Ancla la terraza presenta una altura pareja de 24 m dominando el extremo norte de la ensenada Molino, donde termina abruptamente, no reapareciendo como tal sino hasta Playa Grande de Niebla, al sur de la Punta Codihue.

La parte norte de la unidad en este tramo, que es la que presenta mayor altura, está en contacto con un sector de Terraza de Cancagua Solevantada, equivalente a las de las puntas Loncoyén y Juan Latorre, existiendo probablemente un sistema de fallas de traza aproximado Norte-Sur y otras diagonales de aproximadamente SO a NE, que hayan regido el alzamiento de esa parte y la posterior erosión de los límites norte y sur de las puntas Ñumpulli y Ancla, respectivamente. Tal hipótesis requiere, sin embargo, un estudio más acabado para su verificación.

Sector Niebla: La Terraza de Cancagua reaparece en extremo norte de la playa Grande de Niebla a una altura de 17 m s.n.m. Se abre en amplitud hacia el sur, partiendo desde una aguda punta de pocos metros de ancho que rápidamente aumenta hasta superar claramente los 400 m en el sector playa Grande y adquirir la máxima amplitud (650 m) en el área del Fuerte de Niebla. La longitud de la terraza alcanza aquí aproximadamente 1.72 km en su eje más largo (NNE – SSO).

El límite posterior de la terraza, donde empalma con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero que aquí presentan, como más al norte, también fuerte pendiente, se verifica en forma muy llamativa y clara con el cambio de pendiente. A todo lo largo de la terraza este contacto entre las dos unidades coincide con la curva de nivel de 20 m.

El límite hacia el mar es un continuo acantilado, marcado por un escarpe muy claro desde el límite sur de la playa Grande siguiendo el borde costero casi ininterrumpidamente hasta el límite S y SE de la Terraza. La altura del acantilado aumenta sostenidamente de norte a sur, alcanzando más de 30 m en el sector del Mirador al costado Norte del Fuerte.

Para analizar la superficie de la terraza se dividirá el área en dos partes:

Sector Playa Grande: En este sector la terraza tiene un borde rectilíneo con un trazado SO-NE muy notorio. La superficie de la terraza muestra un marcado incremento en la altura de E a O, y de N a S. En el primer caso, la mayor alza topográfica se verifica en un eje E-O sobre el sector de Fuerte, en que desde el límite con la unidad Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero (a 20 m s.n.m.), se asciende casi 22 m, para alcanzar la mayor cota sobre la terraza (41.8 m) en el denominado Morro de Niebla.

En el sentido longitudinal (de norte a sur) la terraza incrementa su altura desde los 17 m con que comienza hasta el máximo ya mencionado. Este ascenso hacia el SO ocurre en forma casi escalonada: el 25% inicial de su extensión longitudinal tiene una cota inferior a 20 m; en el sector medio, el 50% de la longitud total de la terraza está entre 20 y 30 m de altura, y el 25% final, en el extremo SO, posee cotas superiores a 30 m. Este sector de gran altura (mayor a 20 m s.n.m.) comprende una franja de amplitud bastante considerable (casi el 50% del ancho de la terraza esa área).

Sector Sur: Muestra una orientación groseramente perpendicular a aquella del borde NO de la terraza. Predominan alturas entre 10 y 20 m , aún cuando en el extremo sur de la Terraza de Cancagua nuevamente ésta se presenta solevantada hasta los 27 m s.n.m.

Un singular rasgo que acompaña el desarrollo longitudinal de la Terraza de Cancagua en el sector de Niebla corresponde a un área deprimida de forma alargada y orientación aproximada NE-SO, ubicada hacia el borde posterior de la terraza. Esta franja, de desarrollo prácticamente continuo, presenta en general cotas inferiores a 10 m, con escarpes hacia la parte interna donde se alcanzan cotas inferiores a 2 m en el caso extremo. Hacia el sur esta franja desemboca en la playa Chica de Niebla, con una notable disminución de la altura. Es drenada por un curso de agua que desemboca en la playa mencionada. En general, esta zona deprimida presenta escasa ocupación por viviendas, y se caracteriza además por un grado de humedad mayor que los terrenos adyacentes.

La orientación y posición de esta área de baja cota es sensiblemente similar a de las quebradas ubicadas detrás de los promontorios de punta Loncoyén y punta Juan Latorre, aunque de dimensiones mucho mayores. Sin embargo, tal característica sugiere la posibilidad de que su origen esté relacionado con un basculamiento que elevó la Terraza de Cancagua por el lado más occidental, y en parte tal vez también esté relacionada con actividad a lo largo de lineamientos de tipo falla, similar al sugerido para explicar la génesis de las puntas Loncoyén y Juan Latorre.

En el límite más oriental del área de estudio (sector muelle de Niebla), la Terraza de Cancagua está restringida a elevaciones de forma alargada con el eje mayor orientado en forma paralela a la ribera del estuario del Río Valdivia, las cuales sobresalen de la terraza baja que las rodea por el sur. En este sector los retazos de terraza están parcialmente en contacto con la unidad Escombreras de las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico y localmente con la unidad Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero.

La Terraza de Cancagua presenta en general una topografía con pendientes suaves a moderadas, por lo cual los procesos erosivos están restringidos a los concentrados en los cursos de agua que la disectan, y al trabajo de abrasión ejercido por las olas en la base de los acantilados y a los desprendimientos en el escarpe superior de los mismos.

Sólo localmente, en promontorios rocosos o “morros” y donde esta terraza ha sido solevantada (basculada), se presentan algunos procesos de erosión ejercidos por las aguas lluvias sobre los terrenos desprovistos de vegetación arbórea.

La erosión se manifiesta en mayor grado en los sectores de playa Rosada, playa Loncoyén y San Ignacio, donde la terraza se presenta con menor amplitud.

d) Terraza de Cancagua Solevantada

Sector de Punta Lincoyén: La Terraza de Cancagua se eleva abruptamente en forma de morro, alcanzando la cota de 54.5 m s.n.m. en la parte trasera, disminuyendo bruscamente también hacia el mar, donde adquiere la altura típica del sector (25-30 m) y cae en acantilado hasta los roqueríos de su base.

La parte trasera de este morro, en la zona de contacto con el Basamento Metamórfico, es drenada por una quebrada con orientación SO-NE, la cual presenta un marcado control estructural y litológico a lo largo de unos 300 m.

Está constituida por Cancagua, pero el hecho de presentarse solevantada respecto al nivel normal de las Terrazas de Cancagua y su singular forma, condicionan el asignarla a otra unidad.

Los estudios de terreno y la fotointerpretación han permitido sugerir la posibilidad de que este morro se haya originado por la actividad de una serie de fallas conjugadas que produjeron un alzamiento de la parte central de la terraza en forma de un pilar ("horst"). Procesos erosivos posteriores lo retocaron y generaron la forma actual. Este proceso de alzamiento estaría relacionado al basculamiento de los depósitos de Cancagua explicados por ILLIES (1970).

Sector Punta Juan Latorre: En punta Juan Latorre se presenta un segundo caso de Terraza de Cancagua Solevantada. Este morro muestra al este un perfil algo redondeado, incrementándose la altura hasta casi llegar a los 60 m s.n.m., para luego descender bastante abruptamente a la Terraza de Cancagua que se localiza en su extremo occidental, la cual cae en acantilado hacia el mar.

Todo el borde del morro, incluyendo la Terraza de Cancagua, está limitado por un llamativo escarpe afectado por desprendimientos.

Al igual que en caso de punta Loncoyén, la fotointerpretación y los estudios de terreno permiten sugerir como hipótesis de origen para este morro la actividad generada en un sistema conjugado de fallas de rechazo vertical, que habría levantado la parte central de la Terraza de Cancagua.

Fundamental en tal interpretación es el diseño de los cursos de agua que llegan al sector, la expresión topográfica de las posibles fallas, la disposición espacial de los contactos litológicos entre Terraza de Cancagua y Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero, y el alineamiento de los escarpes Norte y Sur de la punta Juan Latorre.

El borde norte de esta punta, en los escarpes de altura creciente, manifiesta evidentes signos de desprendimientos y de erosión con caída de material hacia la base del acantilado. Estos procesos están activos y se manifiestan en correspondencia con una falta de cubierta vegetal y fuerte pendiente no sólo del borde, sino de la superficie de la terraza solevantada.

Sector Punta Ñumpulli: El extremo norte y más occidental de la punta Ñumpulli presenta el tercer caso de una Terraza de Cancagua Solevantada. Todo el borde occidental corresponde a un escarpe muy marcado, donde la ladera cae en acantilado hasta la plataforma de erosión.

En la parte norte alcanza hasta 60 m de altura, descendiendo hacia el occidente y hacia el sur, donde empalma con la Terraza de Cancagua del sector punta Ancla, de cota inferior a 30 m s.n.m.

También en este caso se reconoce la participación de fallas que delimitan no solo el borde oriental de esta unidad, sino también parecen haber influido notablemente en la configuración de la línea de costa de la unidad Terraza de Cancagua de punta Ancla y en su borde oriental, varios cursos de agua manifiestan un control estructural que apoyan la anterior hipótesis.

e) Terrazas Aluvio-Coluviales y Planos Inclinados del Sector Los Molinos – Niebla

Terrazas de facies aluvio-coluviales se presentan entre punta Ancla y punta Codihue, a una altura equivalente a la de la Terraza de Cancagua, que aquí esta del todo ausente. Asociadas a estas, se encuentra también un plano inclinado. En Los Molinos, las facies aluviales se localizan preferentemente en la parte inferior de las tres quebradas, y los planos inclinados a lo largo de todo el sector.

➤ En la quebrada “Los Molinos” la terraza fluvial puede seguirse hacia el interior del valle por casi 1 km, con un desarrollo mucho mayor en la ribera sur y una marcada orientación SO-NE. Su amplitud presenta un máximo de 200 m y un mínimo de 20 m. A la salida del valle la terraza adquiere una cierta amplitud hacia el lado norte, extendiéndose en un área de aproximadamente 200 x 200 m. En general, la superficie de la terraza aumenta su altura desde la parte baja (aproximadamente 27-29 m s.n.m.) hacia la parte interior alta de la quebrada donde supera los 46 m s.n.m. Tanto el borde hacia el talweg, como el límite que presenta hacia el lado del mar, está caracterizado por un escarpe de notable desarrollo y que delimita muy bien esta unidad. Las pendientes a partir de este escarpe son fuertes, y son escenarios de procesos de remoción en masa y erosión pluvial.

En el sector de la desembocadura, los depósitos aluviales presentan destacados niveles con clastos de cuarzo, en una sucesión de estratos de granulometría predominantemente fina. En el sector del puente Los Molinos, se observan claros procesos de deslizamiento de material sedimentario hacia el cauce, especialmente desde la ladera sur.

Al término de la quebrada, junto al camino, los depósitos aluviales de la quebrada Los Molinos (como asimismo los de las otras dos más al norte), manifiestan un cambio hacia acumulaciones coluviales, sin advertirse claramente el límite entre ambas facies. La transición ocurre hacia los lados una vez que se alcanza tal posición, y estos materiales constituyen el cuerpo de los depósitos coluviales que acompañan el trazado del camino entre una quebrada y la siguiente. Estos coluvios caracterizan ciertas áreas entre las Laderas Erosionales del Basamento

Metamórfico Costero y la playa, son cortados por el camino y la expresión morfológica corresponde a un plano inclinado que termina generalmente en la Terraza Baja Costera, salvo en los extremos norte y sur de la playa Los Molinos.

- La quebrada de la parte central de la playa Los Molinos presenta en el curso inferior una pequeña terraza aluvial, con características similares a las anteriormente descritas. El límite superior máximo, en contacto con las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero, coincide aproximadamente con la curva de nivel de 40 m s.n.m. La terraza del lado norte está delimitada por un escarpe marcado, que cae hacia el camino. Hacia el Norte y Sur el material pasa sin solución de continuidad a facies coluviales que alternan con otras aluviales. Ambas originan el plano inclinado anteriormente descrito, que manifiesta pendiente elevada. A 73 m al sur de la quebrada se ha activado un deslizamiento desde el escarpe, afectando un tramo de 16 m de camino. El material involucrado se presenta muy meteorizado.
- Las quebradas que desembocan en el sector del Terminal de Buses de Los Molinos, en el extremo norte de la playa, presentan terrazas conectadas entre sí, a alturas entre 30 y 50 m s.n.m. Un escarpe las delimita hacia el sector de la playa, formando una especie de semicírculo, desde el cual el plano inclinado de fuerte pendiente desciende hacia la terraza baja o la playa.
- En el sector del escarpe, aproximadamente a 30 m s.n.m., es posible observar un sedimento constituido por clastos de esquistos, algunos muy meteorizados, en una matriz areno-limosa. La disposición del material es algo caótica, con mala selección: los fragmentos mayores se presentan algo redondeados. Hacia la parte superior hay una intercalación de capas arcillo-limosas de color gris. La confrontación de material con la geoforma sugiere que parte del depósito podría tener un origen en procesos torrenciales activados en las quebradas. Tal hipótesis podría explicar la disposición algo caótica del material y la alternancia de facies aluviales y coluviales entre las quebradas.
- En el área de la playa “de los Enamorados” (entre punta Molino y punta Codihue) se encontraron también algunos restos de terrazas aluviales en la parte baja de tres quebradas. La extensión de éstas es muy pequeña, pero resaltan marcadamente en medio de las laderas de fuerte pendiente que encierran esta playa entre las puntas extremas. Constituyen una especie de mini-complejo de terrazas contiguas, en cierto sentido parecido al de las quebradas del Terminal de Buses de Los Molinos, pero sin los llamativos escarpes.
- Hacia atrás, las terrazas alcanzan casi la curva de 40 m s.n.m. y descienden escalonadamente hasta 24 m. La longitud de ellas no supera los 120 m como

máximo. Desde los 20 m un plano inclinado las comunica con la playa. La superficie de las terrazas se encuentra bastante disectada por la erosión.

- Por las características morfológicas, estas terrazas sugieren un origen similar al de aquellas de Los Molinos, es decir, por acumulación, en parte torrencial, de material transportado desde sus cuencas circunscritas a la Cordillera de la Costa.

f) Terraza Baja Costera

Esta unidad tiene un bajo porcentaje de ocurrencia en el área de estudio, pero su importancia radica en que no obstante su pequeña amplitud, es un rasgo que aparece acompañando largos sectores de la costa estudiada.

La Terraza Baja Costera aparece en forma discontinua a lo largo de la zona en estudio, antepuesta al Talud de la Terraza de Cancagua, localmente a afloramientos de esquistos y al plano inclinado de depósitos aluvio-coluviales (playa Los Molinos), y tras la playa arenosa.

Su amplitud es bastante variable, entre algunos metros y alrededor de 50 m. En playa Rosada existe un buen afloramiento de ella. Su altura es entre 1.5 y 2.5 m s.n.m., aumentando hacia atrás. Se presenta allí como una acumulación de grava angulosa de esquistos en una matriz arenosa, depositada sobre esquistos micáceos; localmente hay fragmentos de cancagua entre los materiales constituyentes.

La terraza baja está muy disectada, observándose un límite muy irregular hacia la playa. Se aprecia el efecto erosivo de las olas de tormenta para generar tal irregularidad, y además la incisión efectuada por los cursos de agua que descienden desde la Terraza de Cancagua. En playa Rosada la terraza baja se apoya también atrás, en la base del talud de la terraza o acantilado, sobre esquistos, los cuales tienen sobrepuesta la cancagua.

En diversos lugares, afloramientos rocosos de esquistos, constituyentes de la plataforma de erosión que reemplaza o acompaña a la playa, aparecen antepuestos a la Terraza Baja Costera, protegiéndola del impacto directo de las olas en períodos de tormenta o con mareas altas.

En San Ignacio, la terraza baja aparece de Norte a Sur con un desarrollo más continuo tras la playa, y antepuesta al Talud de la Terraza de Cancagua. Aquí su altura fluctúa entre 1.8 m y 3.0 m s.n.m., con un ancho de unos 50 m como máximo. Está constituida fundamentalmente por arena. Una cubierta herbácea protege al depósito de la acción aventadora del viento.

En Los Molinos, la terraza aparece muy intervenida por la acción antrópica. Empalma hacia atrás con el talud de los depósitos aluvio-coluviales que forman las terrazas más altas.

En Niebla reaparece la terraza en sector SE del área de estudio, en el nivel correspondiente y elevándose hasta los 6 m s.n.m. pero esta vez constituida por canchagua. No está del todo claro aún la relación que existe entre la terraza antes descrita y ésta, constituida por canchagua que aparece topográficamente como equivalente. En este sector esta terraza baja está ocupada por numerosas viviendas.

La terraza baja costera descrita anteriormente debiera corresponder a la terraza de la época postglacial descrita por ILLIES (1970) y también por FUENZALIDA et. al.(1965).

g) Plataforma de Abrasión

En numerosos sectores a lo largo de la línea costera estudiada aparecen rocas tipo esquistos o bien areniscas (Canchagua) constituyendo una plataforma de erosión marina, sobre la que rompen las olas en pleamar, y que en la parte posterior conduce, en la mayor parte de los casos, al acantilado marino constituido por canchagua o esquistos. Localmente está antepuesta a la terraza costera baja, como por ejemplo en el sector de punta Ancla y en playa Loncoyén.

Estas plataformas interrumpen a veces el desarrollo continuo de playas arenosas, como por ejemplo en playa Rosada, constituyen la base sobre la que rompen las olas en las puntas (Loncoyén, Juan Latorre, Ñumpulli, Ancla, Molino, y Codihue, morro Niebla y punta Piojo) o en otros sectores no tan expuestos (costa entre morro Niebla y muelle Niebla). Entre la punta Piojo y la playa de estacionamiento y muelle Niebla es posible encontrar excelentes ejemplos de formas de erosión por olas, labradas sobre canchagua. En varios puntos de este tramo se puede hallar un socavón en la base del acantilado de Canchagua, bloques caídos desde la parte alta o el frente del acantilado, formas de erosión diferencial y “marmitas de gigante” en sectores de rocas muy pulidas por la abrasión marina, todas evidencias de la actividad erosiva propia de este ambiente marino.

h) Acantilado Marino

Los acantilados marinos se presentan en numerosos sectores del litoral estudiado, especialmente en las puntas Loncoyén, Juan Latorre, Ñumpulli, Ancla, Molino y Codihue, morro Niebla y punta Piojo, en las que la ruptura de pendiente es muy pronunciada. Normalmente las olas ejercen un activo proceso erosivo directamente en su base o sobre una plataforma de erosión antepuesta a ella.

i) Talud de Terrazas

Corresponde al tramo comprendido entre el límite de la superficie de las terrazas (frecuentemente un escarpe de terraza) y la base de ellas, normalmente la playa, una terraza baja costera, una plataforma de abrasión, un plano inclinado de acumulaciones aluvio-coluviales o una vaguada.

En el mapa geomorfológico se han diferenciado los taludes correspondientes a las terrazas de Cancagua de aquellos relacionados a las terrazas aluvio-coluviales del sector Niebla – Los Molinos.

j) Playas

Según los principales investigadores que han analizado los ambientes de playas arenosas del litoral valdiviano, éstas presentan una significativa variabilidad espacial.

Los sedimentos que las constituyen consisten de componentes terrígenos y aloquímicos. El principal componente que está representado por arenas de tipo volcánico, derivadas de las terrazas de Cancagua (PINO, 1987), presentándose asimismo granos de cuarzo provenientes de los esquistos del basamento metamórfico.

Los sedimentos más gruesos que aparecen localmente (gravas) están representados por fragmentos de rocas ígneas provenientes de la cordillera andina, retrabajados después de haber sido depositados durante el último período glacial (MEDINA & PINO, 1989). Los componentes aloquímicos (principalmente restos de conchas) están representados en los tamaños de arena gruesa y gránulos.

Las playas experimentan ciclos estacionales de erosión-acreción, períodos de máxima acumulación de arena entre fines de primavera y comienzos de otoño (PINO & JARAMILLO, 1992).

A partir de los resultados de las investigaciones de PINO & JARAMILLO en 1992, se pueden resumir las siguientes características para el área, las cuales han sido ya mencionadas en el apartado Geología. Entre las playas existentes en el sector, la playa Grande de Niebla se destaca por presentar características de playas reflectivas, es decir ausencia de zona de derrame, perfil de fuerte pendiente y arenas más gruesas que las otras playas. Playa San Ignacio y playa Los Molinos corresponden a playas de tipo intermedio, con megacúspides de gran longitud de onda y corrientes de resaca bien definidas.

Las playas del área, exceptuando playa Grande de Niebla, poseen tipos de sedimento correspondientes a arenas medias y finas bien seleccionadas. Niebla posee porcentajes de hasta 5.1 % y moderadamente buena selección.

Los perfiles de las playas son en su mayoría levemente convexos, excepto San Ignacio que posee una pendiente del perfil superior orientada hacia tierra.

Con respecto a los componentes de las playas, los silicatos dominan en todas las playas, sin embargo, Los Molinos, Grande de Niebla y Embarcadero de Niebla poseen altos porcentajes de magnetita (16, 12 y 17 % respectivamente).

2.2.2 Principales Procesos Geomorfológicos del Area

En el área de estudio se manifiestan diversos procesos geomorfológicos, de los cuales se presenta la siguiente información que complementa la entrega del mapa geomorfológico y la presentada en la descripción de cada una de las unidades geomorfológicas.

En varios puntos del área de desarrollo de la unidad Ladera Erosional del Basamento Metamórfico Costero es posible advertir la ocurrencia de procesos erosivos arenales. A través de formas tipo “terracetos” o “pisada de vaca”, e incluso cárcavas. También los cursos de agua que la disectan manifiestan procesos erosión lineal. Sin embargo, en la mayor parte de los casos las quebradas por cuales descienden estos últimos presentan una cubierta vegetal que las protege, de tal modo que la erosión producida no puede considerarse del tipo “acelerada”, sino que corresponde más bien a procesos normales.

Sectores que muestran evidencias de erosión mediante formas como “terracetos”, “pisadas de vaca” y cárcavas en la unidad Ladera Erosional del Basamento Metamórfico Costero son los siguientes:

- Playa Rosada. Casi en toda su extensión.
- Playa Loncoyén. Desde el sur de punta Loncoyén hasta punta Juan Latorre.
- Playa San Ignacio. Especialmente en el extremo sur, al llegar a punta Ñumpulli.
- Playa Los Molinos. Localmente en el extremo norte, y en el extremo sur de este sector, al llegar a punta Molino.
- Sector playa de “los Enamorados”.
- Punta Codihue.

Procesos geomorfológicos del tipo movimientos de remoción en masa (desprendimiento de rocas, entre otros) son posibles de advertir también en varios lugares, especialmente entre punta Molino y punta Codihue, y algo más restringidos en el sector de Los Molinos. La fuerte pendiente de los cortes del camino determina una favorable condición para el desencadenamiento de procesos de remoción en masa, aumentando la vulnerabilidad de esta infraestructura, principal elemento expuesto a ellos.

En el sector de inicio del área de estudio por el sur (Niebla), es llamativo y recurrente un proceso de deslizamiento de material rocoso proveniente del afloramiento

de esquistos micáceos que caracterizan este lugar. Aquí la unidad Ladera Erosional del Basamento Metamórfico Costero manifiesta en la forma más clara dentro del área estudiada, la magnitud que pueden alcanzar en ella los procesos de remoción en masa.

A pesar de que se ha removido gran cantidad de material del talud de derrubios, el grado de fracturación y diaclasamiento con que se presenta la roca en el afloramiento, así como el volumen de material suelto remanente, sugieren que la amenaza de reactivación de los movimientos de remoción en masa es alta. En eventos futuros el desprendimiento de material podría comprometer no solo el libre tránsito por la ruta Niebla-Valdivia, sino que además el desprendimiento podría alcanzar a cubrir parte de infraestructura ubicada sobre el relleno artificial junto al río.

En todos los casos señalados anteriormente, la falta de una cubierta vegetal arbórea continua o el deteriorado estado de ella son características muy favorables para el desencadenamiento de los procesos. A ello se suma la fuerte pendiente de los terrenos en que se ubican. Cada vez que se conjugan ambas características, es posible advertir indicios de los procesos erosivos activos en el área.

Procesos erosivos que afectan a las terrazas están circunscritos a la erosión lineal a lo largo de las quebradas que disectan tales geoformas, la cual en la mayor parte de los casos no provoca mayores problemas, y a diversos procesos de erosión de sus taludes, especialmente lavado de pendientes por erosión difusa y algunos deslizamientos de material suelto. El caso más llamativo es el que afecta a la quebrada N°6 (ver Hidrografía) inmediatamente al norte del estero Los Molinos. En tales casos la falta de cubierta vegetal y la fuerte pendiente desencadenan frecuentes pérdidas de material que van a dar al talweg de las quebradas o a la base de los taludes.

Con respecto a los procesos erosivos activados por las olas, ellos son evidentes en todos los promontorios del área: punta Loncoyén, punta Juan Latorre, punta Ñumpulli, punta Codihue, morro Niebla y punta Piojo, y a ellos están expuestos principalmente los taludes de las terrazas marinas y la base de los acantilados. Recientes evidencias de la abrasión por oleaje en sectores normalmente más protegidos se encontraron en la playa Chica de Niebla, lugar en el cual durante las tormentas invernales las olas socavaron parte del camino que desde la playa conduce al sector alto, al norte del estero que desemboca en dicha playa.

En algunos lugares los escarpes de las terrazas muestran notorias evidencias de procesos de erosión, que los hacen experimentar un retroceso perceptible. Por ejemplo, en el borde norte de la punta Juan Latorre, en los escarpes de altura creciente, manifiesta evidentes signos de desprendimientos y de erosión con caída de material hacia la base. Estos procesos erosivos están activos y se manifiestan en

correspondencia con una falta de cubierta vegetal y fuerte pendiente, no solo del borde, sino de la superficie solevantada.

En las otras puntas salientes hacia el mar también se encontraron signos equivalentes, aunque no tan desarrollados, son embargo, cabe esperar que las dos condiciones ya señaladas (fuerte pendiente y vegetación degradada) aceleren y/o detonen los procesos de socavamiento y erosión en los bordes de las terrazas y acantilados del área; esto sería consecuencia directa de la intervención antrópica en dichos bordes.

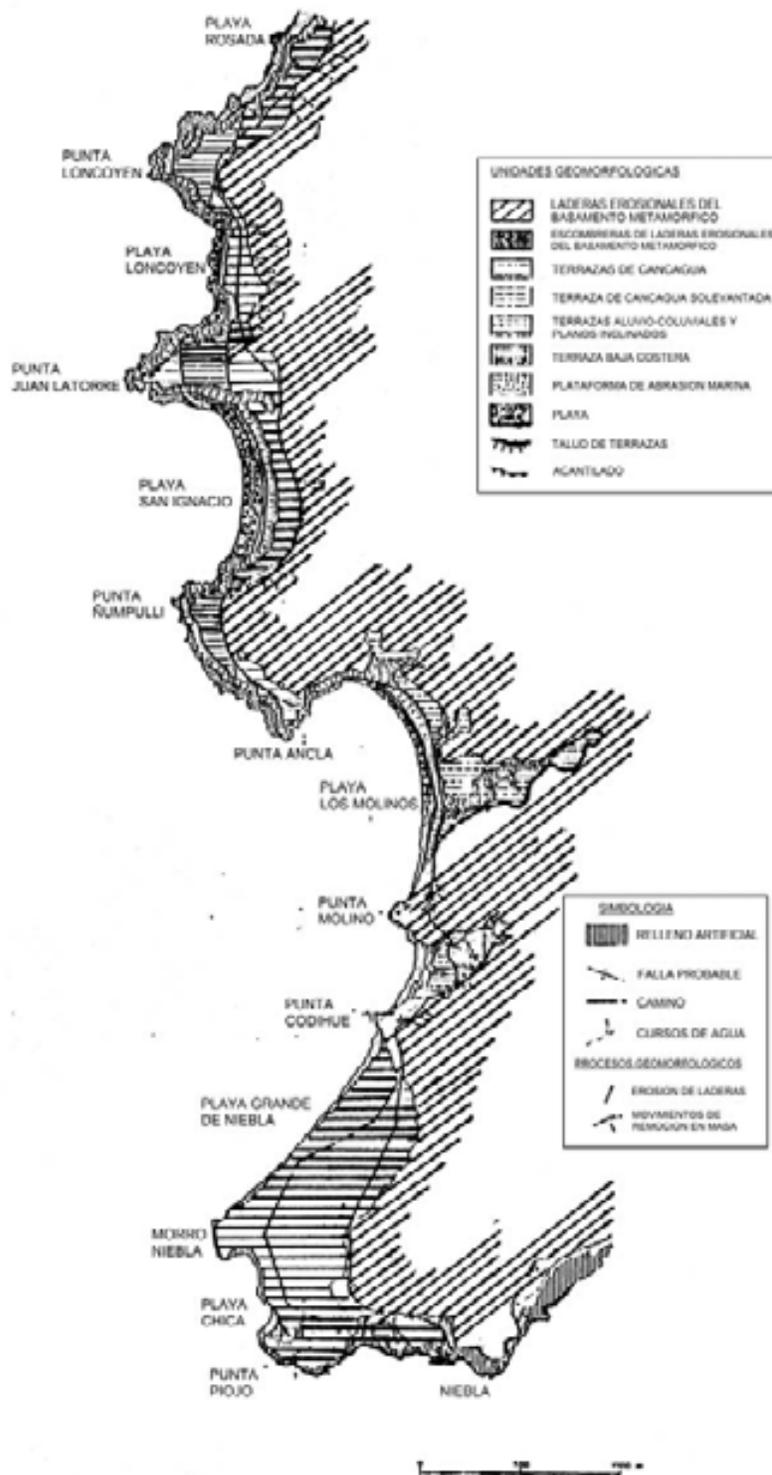


Figura 2.8: Carta Geomorfológica del Área de Estudio.

2.6 RIESGOS NATURALES.

a) **Sismos**

Dada la constitución geológica-geomorfológica del área, cabe esperar que frente a movimientos sísmicos del terreno presente en la mayor parte del área una respuesta relativamente buena

En el caso de las Laderas Erosionales del Basamento Metamórfico Costero, desde el punto de vista litológico las rocas constituyentes corresponden a su mayor parte a un material que debiera responder en forma satisfactoria (SUBIABRE et al., 1986). No obstante, las fuertes pendientes que en general las caracterizan, hacen de esta geoforma un área particularmente sensible a la detonación de **procesos de remoción en masa** a causa de vibraciones sísmicas. Los problemas debieran presentarse especialmente en **cortes de camino** y **laderas inestabilizadas** con avanzada degradación de la vegetación, en áreas de fuertes pendientes.

Respecto a las Terrazas de Cancagua, éstas debieran presentar en general una mejor respuesta, dada especialmente por su disposición topográfica con bajas pendientes. Estas areniscas ya mostraron su comportamiento ante sismos en la cuenca de Valdivia (DUKE & LEEDS, 1963; SUBIABRE et al, 1986; WEISCHET, 1960). Las terrazas altas del sector Niebla – Los Molinos es probable que presenten una respuesta menos favorable a juzgar por el menor grado de compactación del material. Debe señalarse, sin embargo, que todos los bordes de las terrazas manifiestan una condición de alta susceptibilidad a **movimientos de remoción en masa** localizados en los escarpes y taludes, los cuales serían disparados por las ondas sísmicas. Se sugiere mantener un adecuado margen de seguridad en tales zonas, tanto en la parte superior del escarpe (borde de las terrazas) como en su parte media e inferior (talud y base) a fin de prevenir consecuencias derivadas de los procesos mencionados.

Las terrazas bajas costeras están constituidas por materiales deficientemente consolidados, situación que las hace espacialmente vulnerables ante movimientos sísmicos.

Una situación también desmejorada la presentan los sectores deprimidos de las terrazas de Cancagua en Niebla, y que en la actualidad están siendo paulatinamente rellenados en forma artificial. Los bordes “internos” de la Terraza de Cancagua hacia estos sectores deprimidos, los taludes y sobre todo las partes más bajas debieran responder deficientemente ante movimientos sísmicos, similarmente a las respuestas que tales materiales tuvieron durante los sismos de mayo de 1960 en Valdivia (SUBIABRE et al., 1986; WISCHET, 1960), considerando además la cercanía a la superficie de la napa de aguas freáticas. Esta misma alta vulnerabilidad ante eventos sísmicos presenta el sector de rellenos artificial ubicado junto al camino a la llegada a

Niebla, tanto en lo respecta a compactación del material, como a la amplificación del movimiento del suelo e inundación por maremotos que pudiesen acompañar a un sismo.

b) Inundaciones

El análisis de los datos de funcionamiento de los cursos de agua del sector en estudio (Capítulo de Hidrología), permite apreciar que en general, en el área no se presentan problemas de inundación que sean dignos de representar especialmente. Así mismo no se encontraron evidencias de este tipo de procesos en todo el recorrido realizado en el área.

Las áreas potencialmente más expuestas a inundaciones durante períodos de prolongadas e intensas precipitaciones podrían ser aquellas que ocupan terrenos de cotas bajas en las zonas de depresión de las Terrazas de Cancagua. Esta situación se presenta exclusivamente en Niebla, en donde las áreas de forma alargada que ocupan cotas inferiores a 10 m contienen en su interior sectores muy deprimidos. Forman áreas de poca extensión, y en la actualidad sin mayor ocupación. En estos casos, es posible que un incremento de los aportes de agua por escurrimiento lateral, los cuales llegarían finalmente a estas áreas bajas, podrían generar problemas. Sin embargo en la actualidad no es posible apreciar vestigios de que estos sectores se encuentren sometido a algún tipo de inundación o anegamiento.

A pesar de ello, se debe tener presente que la conexión natural entre las diferentes zonas con estas características ha sido interrumpida mediante rellenos y terraplenes de caminos, lo que contribuye a aumentar las posibilidades de que se produzcan problemas de acumulación de aguas, de modo que es necesario considerar una adecuada evacuación de ellas, la que es llevada a cabo por un curso de agua que desemboca en la playa Chica de Niebla, desagüe natural de estas áreas deprimidas.

Por otra parte, pese a que no es posible hacer afirmaciones respecto a las características que presenta el flujo subsuperficial en el área de estudio, es posible destacar la escasa profundidad que parece mostrar la capa freática, así como las numerosas manifestaciones de afloramientos de aguas en forma de vertientes que alimentan arroyos que llegan a las playas. Debido a esto, se puede esperar que los efectos de contaminación que se deriven de sistema de disposición final de aguas servidas, repercutan en la calidad de las aguas de los arroyos que escurren en las playas del sector, causando problemas localizados de salud pública.

No obstante es necesario señalar que para realizar mejores aproximaciones a este tipo de problemas, se requiere de estudios experimentales de mayor duración.

c) Deslizamientos y Erosión

En muchos casos observados, la falta de cubierta vegetal arbórea continua o el deteriorado estado de ella son características favorables para el desencadenamiento de los procesos erosivos; a ello se suma la fuerte pendiente de los terrenos en que se ubican. Cada vez que se conjugan ambas características, es posible advertir indicios de los procesos erosivos activos en el área. A esto se debe agregar la agresividad de las precipitaciones, que si bien no registran intensidades que puedan ser consideradas de gran erosividad, tanto el monto anual como su régimen, las convierten en un importante agente morfogenético.

En la actualidad, diversos sectores del área de estudio presentan movimientos de remoción en masa, que es uno de los procesos erosivos de mayor recurrencia en el área de estudio. Especialmente se pueden observar estos fenómenos en el sector sur del área (Niebla), entre punta Molino y punta Codihue, y algo más restringidos en el sector de Los Molinos (ver Fig. 2.8). En muchos casos la fuerte pendiente de los cortes del camino determina una favorable condición para su alta vulnerabilidad.

Como fue señalado en el capítulo de Geomorfología, en el caso del deslizamiento de rocas del sector de Niebla, a pesar que se ha removido gran cantidad de material del talud de derrubios, el grado de fracturación y diaclasamiento con que se presenta la roca en el afloramiento, así como el volumen del material suelto remanente, sugieren que la amenaza de reactivación de los movimientos de remoción en masa es alta.

La Fig. 2.9 registra como área susceptible de movimientos en masa, todos aquellos sectores que presentan pendientes por sobre los 15° . Este valor es propuesto en metodologías de carácter internacional (UGI), como el umbral por sobre el cual se desencadenan estos procesos.

Se debe considerar además, que en estas áreas de mayor pendiente, los suelos han sido caracterizados como de aptitud preferentemente forestal (Clase VII de capacidad de uso) y con serias limitaciones para su uso, asociadas fundamentalmente tanto a sus problemas de erosión actual, así como la propensión de erosión.

Todos estos antecedentes llevan a pensar que la eliminación de la cubierta vegetal arbórea que aun existe sobre estas pendientes, puede actuar como un importante factor en la ocurrencia de deslizamientos. Cabe hacer notar que estos deslizamientos pueden ser rápidos (aludes, flujos de barro) o lentos (soliflucción). En ambos casos se trata de un riesgo que afecta tanto a la infraestructura (caminos, redes de servicios básicos) como a las construcciones (viviendas).

Estas condiciones topográficas proclives a la generación de fenómenos erosivos de esta índole, se ven agravadas por las condiciones climáticas, específicamente las

características de las precipitaciones, las cuales han sido analizadas en el capítulo de Clima.

d) Oleaje

Como ya se señaló en los capítulos respectivos, el principal riesgo asociado a la condición litoral del área de estudio es el derivado de las probabilidades de ocurrencia de tsunamis. La Fig. 2.9 define un área de riesgo por tsunami correspondiente a toda la superficie que presenta alturas inferiores a 10 m s.n.m. Se trata de una cota conservadora de frente a las evidencias existentes respecto a fenómenos de carácter catastrófico ocurridos con anterioridad, especialmente el correspondiente al terremoto de Mayo de 1960.

Respecto al oleaje en sí mismo, este afecta principalmente al litoral en los periodos de mal tiempo, durante los cuales se manifiestan importantes procesos erosivos sobre las playas, en la terraza baja costera y en la base de los acantilados. Son estos fenómenos los que causan los frecuentes desmoronamientos que se aprecian en los acantilados y en los bordes de las terrazas en la Fig. 2.9 se presentan los sectores que muestran mayores propensiones a este tipo de problemas.

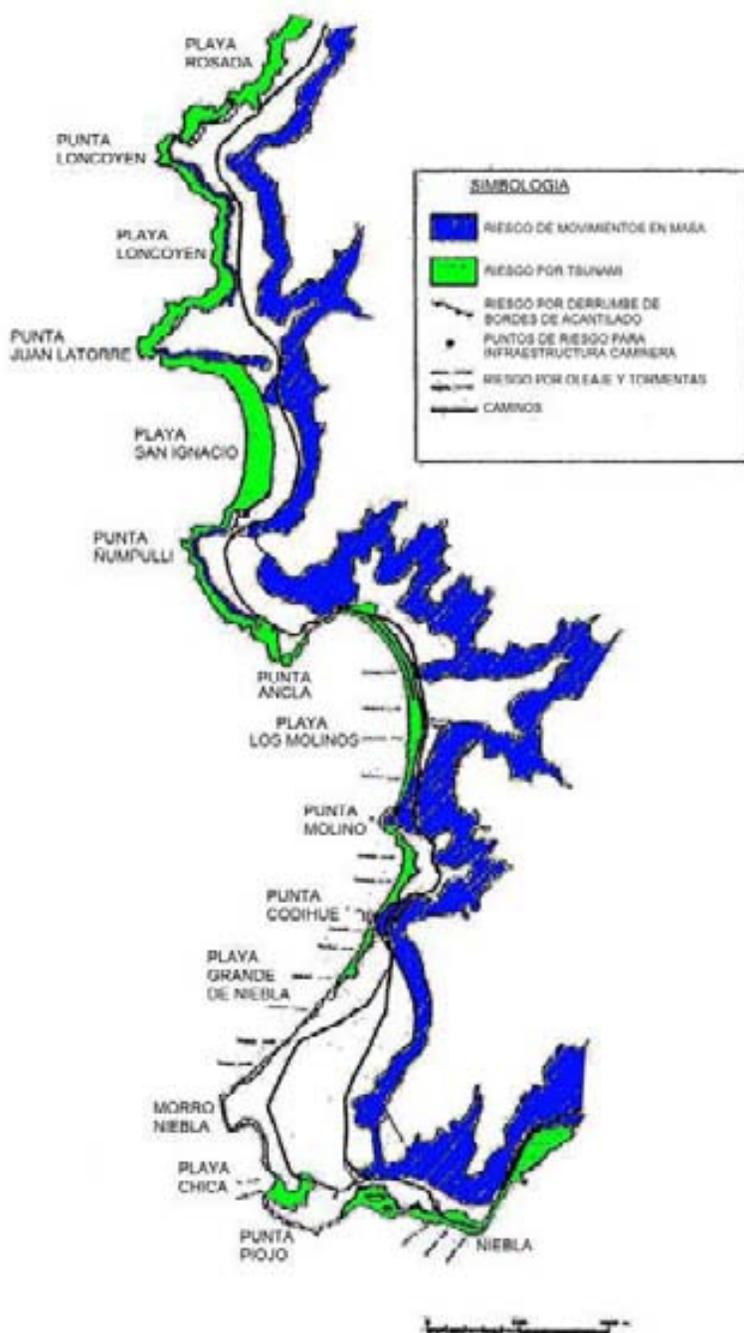


Figura 2.8: Carta de Zonas de Riesgo del Área de Estudio

2.7 VEGETACIÓN

a) **Antecedentes Históricos.**

Niebla es un área que tiene influencia del río Valdivia y cuya vegetación original corresponde al Bosque Siempre verde, pero no al subtipo Olivillo Costero que domina en las costas de Curiñanco y de la comuna de Corral. La temprana colonización del sector hizo que sus recursos naturales fueran rápidamente explotados o transformados para dar otros usos a las tierras.

Una de las causas de esa transformación, en proceso aun, es la demanda de leña de los centros poblados y antiguamente el abastecimiento a los altos hornos de Corral.

b) Situación Actual.

El análisis del área vegetacional incorporada dentro del Plan Seccional Costero se realizó tomando como base la rodalización preliminar entregada por la Dirección de Obras (Figura 2.9), y arroja los siguientes resultados:

Rodal 1

Este sector se caracteriza por presentar fuertes pendientes y riesgos de deslizamiento. No existe un estrato arbóreo continuo, sino en forma de bosquetes o árboles aislados constituido exclusivamente por especies exóticas como Pino Insigne, Pino Oregón, Aromo Chileno y Eucalipto. En el estrato intermedio predomina el Maqui y regeneración de bosque nativo en forma de matorral con una altura de no más de seis metros. En la zona de deslizamiento reciente se ha repoblado con Espinillo que tiene presencia en todo ese sector.

Este rodal a pesar de las restricciones por pendientes presenta en general fuerte influencia humana, no existiendo formaciones vegetales de valor necesarias de protección.

Rodal 2

El rodal en su estrato arbóreo e inferior está conformado por especies exóticas presentando una imagen de actividad humana mayor al Rodal 1, no presenta formaciones vegetacionales necesarias de resguardar.

Rodal 3

En este sector se encuentran dos situaciones cuyas diferencias se basan en sus características físicas. La primera una zona plana de poca pendiente asociada a una vegetación compuesta principalmente por maqui, espinillo, zarzamora en general baja y algunos árboles aislados de coigüe y laurel de una altura no superior a los 9 metros.

La otra zona es parte de un estero donde la vegetación presenta mayor densidad, con presencia de coigües, avellanos, ulmos, laurel con diámetros de hasta 40 cm y alturas de 5 m. El sotobosque está compuesto de quila y helechos.

El rodal en general no presenta restricciones desde el punto de vista vegetacional excepto la quebrada del estero que por su condición está protegida.

Rodal 4

En este sector se encuentra parte del estero descrito en el Rodal 3. El resto del rodal especialmente la zona ligada a la influencia del estero presenta agrupaciones de árboles donde algunos tienen una altura de hasta 25 m. El resto está compuesto principalmente de espinillo con árboles en forma aislada. El rodal presenta una gran intervención humana y no existe vegetación necesaria de protección.

Rodal 5

Esta área está cubierta principalmente por vegetación nativa en forma de matorral y agrupaciones de árboles mayores. En un sector se detectó efectos de incendios que afectó a la vegetación nativa, repoblándose con espinillos. También se encontró en forma aislada pino insigne de grandes dimensiones, 30-35 m de altura.

Este sector presenta toda su superficie cubierta con vegetación arbustiva, no hay pastizales.

No se presenta especies ni formaciones que por sí solas deban protegerse.

Rodal 6

En este sector hay presencia de laurel, mañío de hojas largas, ulmos y avellanos en el estrato arbóreo, llegando este estrato a una altura no superior a los 9 m y de diámetros no mayor de 15 cm, presentando en algunos sectores formaciones al estilo parque.

En los sectores abiertos existe un claro predominio de espinillo presentándose también chupones y pastizales. También existen zonas donde la vegetación presenta una situación tipo parque con predominio de mañíos y laurel.

Los dos sectores que tienen exposición norte se encuentran con escasa o desprovistos de vegetación arbórea.

En general este sector no posee vegetación que por su valor sea necesaria de resguardar, salvo como protección a situaciones topográficas.

Rodal 7

Sector con gran influencia humana por proximidad de viviendas. La vegetación está compuesta por tepa, laurel y algunos mañíos conformación tipo parque. A nivel del suelo predominan pastos y no se aprecian matorrales. La estructura y composición de la vegetación evidencia influencia de crianza de animales ovinos y bovinos.

No existe vegetación que requiera de protección, sin embargo es necesario resaltar el valor paisajístico de las formaciones tipo parque compuesta por mañío de hoja larga.

Rodal 8

Este rodal posee la misma composición que el rodal 7 con la salvedad que debido a las condiciones de topografía tiene mayor densidad vegetal. La parte baja del sector se encuentra ocupada por viviendas y se presentan situaciones de parque con zonas de praderas y algunos pastizales aislados, que sirven para mantener animales domésticos.

No se encontraron formaciones vegetacionales que requieran protección especial sino con fines de protección de suelos y aguas.

Rodal 9

El rodal 9 presenta una situación de gran influencia humana donde la vegetación se caracteriza por estar desprovista de árboles y compuesta de pastizales que sostiene a animales domésticos. En la parte superior de este sector se presentan situaciones tipo parque y de matorral compuesto básicamente de especies nativas. Se encuentran también especies exóticas en forma aislada.

En el sector no existen especies ni formaciones vegetales necesarias de proteger excepto por razones de pendiente.

Rodal 10

Este rodal presenta una gran intervención humana sobre la vegetación, en el límite con la zona 11 no hay vegetación arbustiva, sólo pastizales y chupones asocia esto a pendiente que ponen en riesgo la estabilidad del suelo. Al sur se encuentra presencia de matorrales bajos de vegetación nativa.

En este sector no hay vegetación necesaria de resguardar y se recomienda establecer vegetación arbórea para proteger el suelo.

Rodal 11 a

Este sector presenta una variada composición de formas vegetacionales. Se observó vegetación nativa con características de matorral, especies de pino, eucalipto y aromos chilenos en forma aislada y también formando hileras o pequeños bosquetes. También hay en el sector espinillos y chupones asociados a pastizales.

Este sector no presenta especies ni formaciones vegetales de importancia que sea necesario proteger.

Rodal 11 b

Este sector se caracteriza por poseer grandes extensiones de pastizales, restos de bosque nativo muy degradado en forma de matorral y árboles aislados, especialmente olivillos.

Se aprecian extensos sectores con fuertes pendientes desprovisto de vegetación arbórea y con presencia de erosión incipiente.

Se observaron también algunos pinos adultos en forma aislada.

Rodal 12

Este sector se encuentra en una situación de discontinuidad con respecto a todos los rodales que se ubican al lado oriente del camino. Sin embargo, sus características vegetacionales son similares. Se presentan dos situaciones, una es praderas con un fuerte uso por ovinos y bosquetes de especies nativas como olivillos, notros y mirtáceas (arrayanes y lumas) de una altura no superior a los 7 m, y por su posición y exposición de características achaparradas.

En este sector no hay vegetación que por sí sola sea necesario de resguardar.

Rodal 13

Al igual que el rodal 12 éste se encuentra al poniente del camino y se encuentra separado del resto del cordón vegetacional. Esta área tiene una estructura similar al rodal 12, sin embargo el sector de praderas está cubierto por coirón y chupones de una altura no superior a los 50 cm y con claras evidencias de haber sido quemado.

En esta área tampoco existe vegetación necesaria de resguardar.

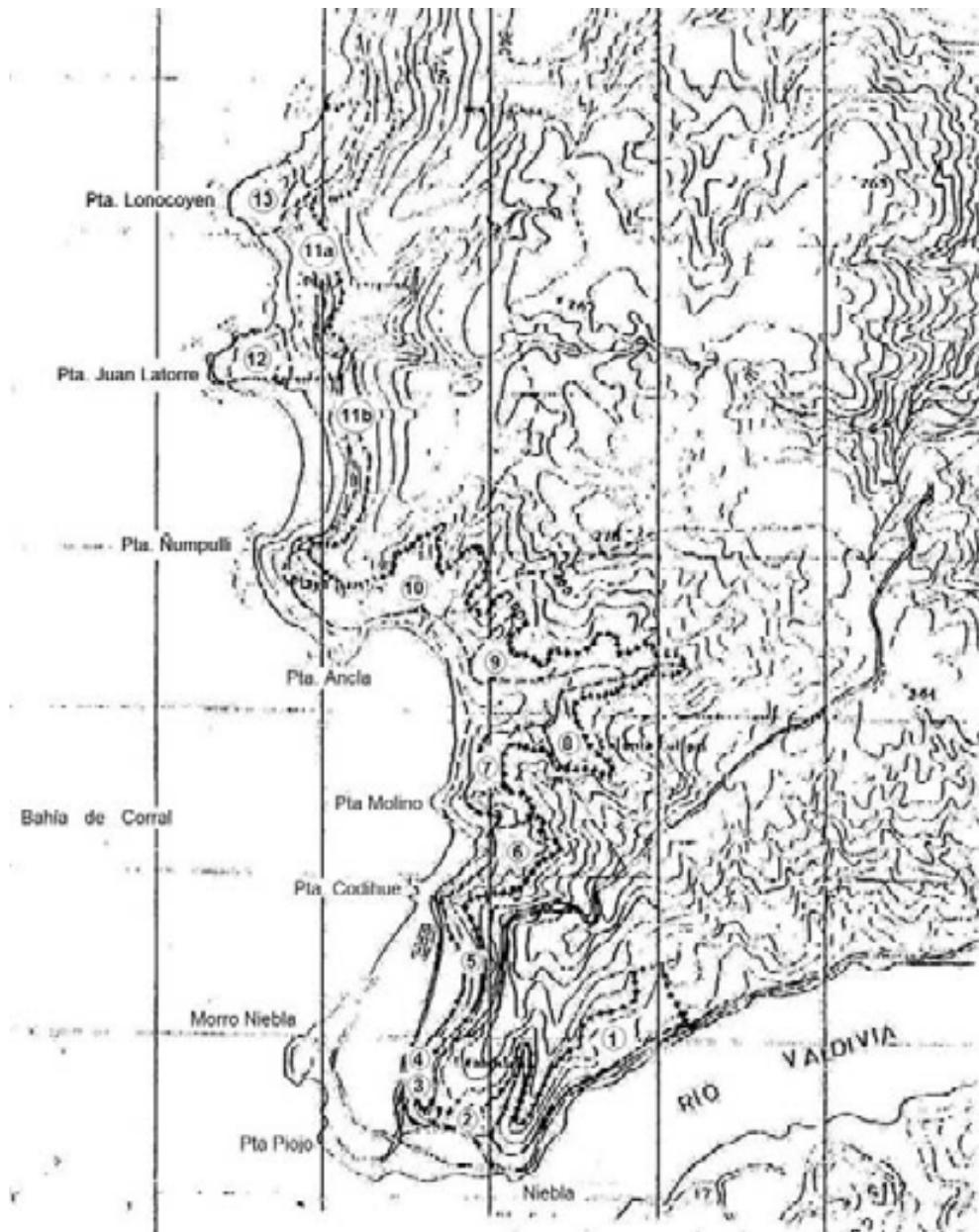


Figura 2.9: Ubicación de rodales en el Área de Estudio

Conclusiones al capítulo

A partir de la información recolectada en este estudio, se puede apreciar que el área de estudio, posee características que lo hacen propenso a una serie de eventos peligrosos para la población que en ella se instale.

Se destaca la condición extremadamente frágil de las laderas que dan muestras de procesos erosivos más o menos intensos (regueras, cárcavas y movimientos en masa), en cuanto quedan desprovistas de la cubierta vegetal que las protege de los efectos erosivos de las precipitaciones que dado su régimen y monto anual, presentan rasgos agresivos para las geoformas.

Particular mención debe hacerse también respecto al funcionamiento de las formas litorales, por cuanto presentan rasgos de gran actividad. El oleaje, principalmente el producido durante las tormentas, causa efectos importantes sobre las playas y sobre los acantilados. Debido a esto se debe prestar atención a los procesos de retroceso de los acantilados, con riesgos importantes en la estabilidad de los bordes superiores, desde donde se presentan caídas de materiales.

Los cursos de agua no parecen presentar mayores problemas en cuanto a su capacidad para evacuar las aguas que reciben durante periodos de precipitaciones intensas. No obstante se debe tener en cuenta que esto se asocia a una relativamente bien conservada cobertura de vegetación. Por lo tanto, cualquier intervención sobre la cubierta vegetal de las cuencas superiores, así como de los bordes mismos de los cursos de agua, puede cambiar su respuesta y transformarlos en factores de peligrosidad, tanto para la infraestructura caminera, como para las viviendas.

Finalmente es necesario mencionar las condiciones que presenta el área frente a fenómenos de tipo sísmico. La constitución geológica del área permite afirmar que ella tiene un comportamiento de tipo homogéneo frente a los movimientos sísmicos, esperándose en general una buena respuesta. Esto se deduce de las condiciones del suelo de fundación.

Por otra parte, ante la probabilidad de ocurrencia de tsunamis, como resultado de movimientos sísmicos, se puede esperar que ellos afecten seriamente la costa, por lo menos hasta una altura de 10 m s.n.m. Esta cota indica el sector que sería más directamente afectado por la ola del tsunami, de acuerdo a evidencias de fenómenos de este tipo ocurridos con anterioridad en estas costas.

Para ejemplificar lo anterior se ha incorporado a la Fig. 2.8, la información referente a puntos específicos en que se pudo observar la existencia de procesos actuales, que ponen en peligro la infraestructura. específicamente el camino principal Niebla- San Ignacio. Se trata de sectores en donde se presentan derrumbes en los taludes del camino, así como socavamientos por acción del oleaje en la base del

acantilado.

La vegetación del sector costero que cubre el área de estudio se compone de una mezcla de especies nativas y exóticas. El estrato arbóreo se encuentra representando a las especies exóticas el Pino Insigne, Eucalipto, Aromo, Pino Oregón, como las especies más importantes; dentro de las especies nativas más importantes se pueden mencionar Mañío de hoja larga, Coigüe, Laurel, Arrayán, Olivillo, Luma y Avellano.

La condición de la vegetación original presenta estructuras degradadas, como matorral, árboles aislados o pequeños bosquetes asociados a cursos de aguas. Las especies exóticas por su parte se presentan en forma asilada, en bosquetes y forma de hileras asociadas a pastizales.

En síntesis se puede afirmar que todo el cordón vegetacional costero presenta altos grados de intervención y transformación por la actividad humana.

No se encontraron ni especies ni formaciones vegetales que por sí solas sea necesario proteger de alguna manera.

Existen situaciones de topografía e hidrografía que hacen necesario mantener y quizás establecer vegetación de tipo boscoso, especialmente en orientación Este-Oeste.

CAPITULO 3

DESCRIPCION POBLACIONAL DEL SECTOR

3.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

De los tres balnearios que se abordan en el presente estudio, es Niebla el más importante tanto desde el punto de vista socioeconómico como histórico.

El nombre del balneario tiene su origen en el de su antiguo propietario, Francisco de Niebla, ciudadano de Valdivia del siglo XVI. La “Punta de Niebla” o de “Santa Elena”, nombre con el que se le conocía en aquel entonces, era considerada un lugar estratégico para la defensa de la bahía de Corral. Así, la fortaleza –fuerte o castillo- de Niebla era una de las cuatro, junto con la de El Molino y las baterías de Piojo y Carboneros, que servían para defender el costado norte de la bahía.

En 1645 se habría iniciado la construcción del Castillo de Niebla por el Gobernador don Ignacio Carrera Iturgoyen, culminando la obra en 1671. El castillo recibió el nombre de “Nuestra Señora de la Limpia Concepción de Monfort de Lemos”. Estaba labrado en la roca misma, al borde de un precipicio de 120 a 130 pies de altura. Contaba con una fuerte muralla, una iglesia y tenía una escalera para bajar al mar. Albergaba una compañía y estaba defendido por catorce piezas de artillería que cruzaban sus fuegos con Amargo y Corral.

De acuerdo a la información del Historiador y Sacerdote don Gabriel Guarda, el Castillo Niebla, “...había sido reparado en 1720 por el Gobernador don Rafael de Eslava, quien había valorizado tanto su ubicación que llegó a insinuar la traslación de la plaza a él. Las murallas construidas en ese tiempo, formaban un muro simple de 45 a 50 tuesas de largo exterior, de escasa altura y sin foso ni protección de ninguna especie, en 1768 estaban en tal estado que no ofrecían seguridad alguna en la defensa. Por esta fecha había en el interior de ella una capilla, la casa del comandante, el cuerpo de guardia y un almacén de pólvora. La artillería enfocada al mar y cuyos fuegos se cruzaban con Amargos y Corral estaba constituida en 1749 por 19 cañones de diversos calibres (reducidos posteriormente a 12) y sus bodegas guardaban en 1768, 3264 balas de diferentes tipos. En 1770 se elevaron las murallas y se agrandó la casa del comandante y el cuartel de la tropa en 12 varas cada una.

Las reparaciones y ensanchamientos finales fueron emprendidos en 1793 por los ingenieros Pustería y Feliú y en ellas se completó el muro de 60 varas de largo por 4 de grueso, unido al corte de la montaña del que fueron sacados miles de varas cúbicas de canchagua.

La iglesia, que como las de Mancera, Corral y Cruces, había sido construida en 1676 por orden del Conde de Castellar. Se había retechado en 1768 y aun en 1794 se encontraba en magnífico estado, según el Gobernador don Lucas de Molina; era de cal y ladrillo, estaba dedicada a Nuestra Señora de la Concepción y como las demás, estaba dotada con finísimos ornamentos y alhajas. La población blanca de Niebla era de 75 habitantes.”

Al parecer durante el siglo XVIII el asentamiento de Niebla estaba restringido a ña fortificación. La mayoría de los 75 habitantes arriba mencionados, debieron ser los ocupantes de ésta. El hecho de que se mencione que esta cifra correspondía a la población blanca deja entrever que hubo además, una población indígena no determinada.

De la bibliografía consultada no ha sido posible recopilar información sobre las características generales del asentamiento, durante este período, aparte del fuerte. Sin embargo, existe un plano que data del año 1788, elaborado por varios ingenieros y rectificado por el navegante español don José de Moraleda, en el que están graficadas algunas construcciones alrededor del fuerte.

Terminada su función de defensa de la ciudad de Valdivia, Niebla empezó a asumir como rol principal el de ser una caleta de pescadores, y se mantuvo como tal hasta siglo pasado. La explotación de Niebla como balneario turístico es relativamente reciente. Don Gabriel Guarda O.S.B., en su libro Historia de Valdivia 1552-1952, aborda el tema del turismo durante la segunda década de este siglo; sin embargo, no hace mención de Niebla ni de Los Molinos.

El hecho de que no se mencione a Niebla ni a Los Molinos como lugares de veraneo, hace suponer que, por aquel entonces, éstos aun no eran muy frecuentados. Dos razones refuerzan esta suposición: Por un lado, el río Calle Calle presentaba condiciones adecuadas para bañistas, por lo que es posible que no todos se trasladaran hasta la costa para bañarse; y por otro lado, la comunicación con Niebla era posible a través del río.

Este último punto es muy importante, ya que las posibilidades de comunicación influyen notablemente en el desarrollo de los asentamientos.

Un plano de don Gustavo Prochelle, de 1919, muestra a Niebla subdividida en 156 lotes, con un trazado que sólo se conserva en parte. Sin embargo, el plano abarca únicamente el sector comprendido entre la actual calle Carrera Iturgoyen, por el norte, hasta el estero De La Plata, por el sur.

Con la apertura del camino T-350 en la década de 1960, mejora la comunicación entre Valdivia y Niebla, y zona costera en general. Dicho camino de 18 km e inicialmente de grava, bordea el río Valdivia en toda su extensión, desde la ciudad hasta

la costa. Para cruzar el río se hacía uso del un trasbordador en los sectores de Las Mulatas y Toro Bayo.

Además de este camino, el Plan de Ordenamiento y Desarrollo del Area Costera Niebla-Curiñanco del año 1979 menciona, entre otras, la ruta T-352 Niebla-Los Molinos, de 3 km de longitud, de tierra y sólo transitable en la temporada de verano. Por dicho año ya estaba en construcción el camino costero Los Molinos-Curiñanco, el cual se habría iniciado entre los años 1977-1978.

En aquel entonces, Los Molinos era un asentamiento menor cuya actividad predominante era la pesca artesanal. Sin embargo, el antes mencionado plan ya vislumbraba el potencial turístico de dicha localidad.

La pavimentación de la Ruta T-350 y la construcción de un puente sobre el río Cruces a mediados de los ochenta, permitió una comunicación más fluida entre Valdivia y Niebla. Posteriormente, entre los años 1994 y 1995 se terminó el asfaltado de la Ruta T-352 que une Niebla con Los Molinos.

El impacto de estas obras ha sido evidente. Ambas localidades se han convertido en lugares turísticos de temporada, siendo concurridos por visitantes, inclusive provenientes de fuera de la comuna.

En la actualidad las localidades de Niebla y Los Molinos son espacios caracterizados por actividades típicamente urbanas de ambiente litoral, donde se entremezclan faenas extractivas del mar, servicios urbanos básicos y actividad turística. Particular importancia tiene el carácter residencial de estas localidades, las que de alguna forma se han ido transformando en lugares dormitorio para parte importante de su población que trabaja en Valdivia.

3.2 **POBLACIÓN**

A continuación se presentan los antecedentes poblacionales de la comuna de Valdivia y el área de estudio para el período comprendido entre 1970 y 1992.

Tabla 3.1: EVOLUCION DE LA POBLACION COMUNAL Y COSTERA

AÑOS	1970	1982	1992
COMUNA	92.055	109.387	122.168
SECTOR COSTERO: DISTRITOS CENSALES 17 Y 18	1.780	2.018	2.901
ÁREA DE ESTUDIO NIEBLA, LOS MOLINOS Y SAN IGNACIO	967	907	2.070

En el área de estudio se incluyen los sectores de Playas Los Enamorados y Rosada.

Fuente INE. Censos 1970, 1982 y 1992.

De una primera observación al cuadro anterior queda en evidencia que, en relación a la comuna, el área de estudio albergaba en 1992 una población reducida: poco menos del 1.7% del total comunal. Pero comparado con el sector costero comunal en su totalidad, se tiene que en los balnearios de Niebla, Los Molinos y San Ignacio habitaban en dicho año, cerca del 70% de la población costera.

Esto último es interesante resaltar, ya que estos tres balnearios abarcan una superficie aproximada de 460 has (incluyendo las áreas intermedias), lo que constituye apenas alrededor de un 4% de la superficie total de los distritos censales costeros (Distritos 17 de Niebla y 18 de Curiñanco); de acuerdo al Plan de Ordenamiento y Desarrollo del Area Costera Niebla-Curiñanco, la superficie de los Distritos Censales 17 y 18 es de 12.270 has. Esto indica el nivel de concentración de la población costera en los tres balnearios del área de estudio.

Por otro lado, en la primera fila del cuadro anterior se muestran las variaciones experimentadas por la población a nivel comunal. En términos absolutos, se aprecia una tendencia creciente. Lo mismo ocurre al observar la evolución de la población en todo el sector costero de la comuna (segunda fila).

En cambio, la población correspondiente al área de estudio, muestra una disminución de un 6.6% entre los años 1970 y 1982. Posteriormente, en el período comprendido entre 1982 y 1992, la población se incrementa en 228%, recuperándose ampliamente de la disminución de período anterior.

Es evidente que este notable incremento tiene relación con el aumento de las actividades ligadas al turismo de los últimos años. Esto a su vez, estaría relacionado con la construcción del puente Cruces (1988), el cual ha permitido una mejor comunicación y un tráfico más intenso y fluido entre el área costera y la ciudad de Valdivia.

El siguiente cuadro muestra la distribución y evolución de la población en el área de estudio, es decir, en los balnearios de Niebla, Los Molinos, y San Ignacio y las zonas intermedias de Playa Los Enamorados, Playa Rosada y Punta Loncoyén.

Tabla 3.2: EVOLUCION DE LA POBLACION AREA DE ESTUDIO

AÑO	1970	1982	1992
NIEBLA	533 (55%)	520 (57%)	1.170 (56%)
LOS MOLINOS	258 (27%)	211 (24%)	556 (27%)
SAN IGNACIO	118 (12%)	118 (13%)	245 (12%)
LONCOYEN	58 (6%)	58 (6%)	99 (5%)
TOTAL	967 (100%)	907 (100%)	2070 (100%)

Del cuadro anterior se observa que Niebla ha concentrado históricamente el mayor porcentaje de habitantes de la costa, llegando en 1992 al 56% de la población correspondiente al sector en estudio. Le sigue Los Molinos, con un 27% al mismo año; y San Ignacio, el menor de los tres balnearios, con un 12%. Punta Loncoyén, que es un pequeño asentamiento inmediatamente al norte de San Ignacio y que forma prácticamente parte de éste, concentra un 5% de la población.

Entre 1970 y 1982, Niebla y Los Molinos experimentaron una disminución poblacional en términos absolutos, mientras que en el mismo período, el número de habitantes del balneario de San Ignacio se mantuvo constante.

En el período siguiente, de 1982 y 1992, la población del área de estudio duplica su tamaño, este crecimiento de la población en los tres balnearios se debe, en gran parte, al aumento de la actividad turística costera y al mejoramiento de la comunicación entre la ciudad de Valdivia y la costa mediante la construcción del puente Cruces y la pavimentación de la Ruta T-350.

Población Flotante

Siendo el área de estudio un sector turístico de temporada, su población experimenta un notable incremento en los meses de verano debido a la llegada de visitantes. No se tiene información precisa sobre esta población flotante. Sin embargo la Empresa de Servicios Sanitarios de Los Lagos S.A. (ESSAL) estima que en verano de 1992 la población de las localidades de Niebla y Los Molinos juntas, fue de 5.172 habitantes. Se desconoce el caso de San Ignacio. Pero esta localidad aun no es lugar de afluencia de visitantes en número relevante, por lo que el no considerarla no afecta mayormente las conclusiones del presente estudio.

3.3 ANTECEDENTES ECONÓMICOS

a) La Comuna

Valdivia ha sido tradicionalmente una ciudad con vocación industrial. Pero, luego del terremoto de 1960 la ciudad entró en una etapa de estancamiento que afectó, prácticamente, toda la economía urbana. Lentamente se ha ido superando esta situación. Al año 1992, la industria, seguía siendo la principal actividad económica abarcando un 18.39% de la población económicamente activa, seguida por el comercio (16.74%) y, muy lejos, por la enseñanza (9.21%) donde la Universidad Austral tiene un peso específico importante.

Los datos del censo de 1992 fijan para la comuna de Valdivia una PEA (Población Económicamente Activa) de 40.505, con un porcentaje de cesantes de un 6.5%, el número de PEA ocupada ascendería a 36.811 (90.9%) y alrededor de 1.034 personas se encontraban buscando trabajo por primera vez.

Estas cifras muestran un notable avance con respecto al año 1982 en el que el porcentaje de PEA desocupada alcanzaba un 16.6%. Sin embargo, el porcentaje de desocupación en la comuna sigue siendo más alto que el correspondiente del nivel regional (4.4%)

Tabla 3.3: DISTRIBUCION PEA REGIONAL Y COMUNAL POR RAMA DE ACTIVIDAD

ACTIVIDAD	Xª REGION	COMUNA VALDIVIA
Agricultura, ganadería, silvicultura	82.628 (26.83%)	2.705 (6.85%)
Pesca	18.913 (6.14%)	794 (2.01%)
Minería	761 (0.25%)	42 (0.11%)
Industria	45.661 (14.83%)	7.259 (18.39%)
Electricidad, gas y agua	1.241 (0.40%)	182 (0.46%)
Construcción	19.088 (6.20%)	3.203 (8.11%)
Comercio, reparación de vehículos	39.810 (12.93%)	6.606 (16.74%)
Hoteles, restaurantes	6.217 (2.02%)	1.106 (2.80%)
Transporte, almacenamiento y comunicaciones	16.832 (5.47%)	2.714 (6.88%)
Intermediación financiera	2.041 (0.66%)	464 (1.18%)
Actividades inmobiliarias	6.442 (2.09%)	1.385 (3.51%)
Administración pública y defensa	16.729 (5.43%)	2.911 (7.38%)
Enseñanza	16.377 (5.32%)	3.637 (9.21%)
Servicios sociales y de salud	9.134 (2.97%)	2.068 (5.24%)
Otros servicios comunitarios sociales y personales	4.098 (1.33%)	846 (2.14%)

Servicio doméstico	21.344 (6.93%)	3.474 (8.80%)
Organizaciones y órganos extraterritoriales	16 (0.01%)	1 (0.00%)
Sin Información	613 (0.20%)	74 (0.19%)
TOTAL	307.945 (100.0%)	39.471 (100.0%)

Fuente: INE Censo 1992.Comuna Valdivia.

Las actividades Industria y Comercio son las dos más importantes de la Comuna. Ellas ocupan el 18.39% y 16.34% de la PEA respectivamente. Ambas agrupan a 13.865 personas, es decir, cerca del 35% de la PEA comunal. A estas actividades le siguen, a gran distancia, las correspondientes a la Enseñanza (9.21%), al Servicio Doméstico (8.8%) y a la Construcción (8.11%).

Al compara estas cifras comunales con la del nivel regional, se obtiene una primera conclusión de interés. En términos generales, los porcentajes de PEA ocupada en Industria, Comercio y Servicios de la comuna superan notablemente a los de la región.

Lo inverso ocurre cuando tomamos en comparación las actividades extractivas o primarias, como son la Agricultura, Silvicultura y Pesca. Esto permite concluir que Valdivia sigue teniendo un rol como centro industrial y de servicios provincial y regional, tal como estableció el Plan Regulador Comunal de 1988.

b) El Area de estudio

En cuanto al área de estudio, tradicionalmente se ha considerado la pesca como la principal actividad económica. Sin embargo, el Plan de Ordenamiento y Desarrollo del Area Costera Niebla-Curiñanco de 1979 atribuía a Niebla también la actividad turística como principal, aunque sin especificar el número de personas que estarían dentro de la misma.

El Plan mencionado anteriormente presenta algunas cifras ligadas a las principales actividades a lo largo de la costa comunal. Considerando sólo las localidades del área de estudio, la distribución del PEA por ramas de actividad es como sigue:

Tabla 3.4: PEA POR RAMAS DE ACTIVIDAD AREA DE ESTUDIO 1992

ACTIVIDAD	LOCALIDAD		NIEBLA		LOS MOLINOS		SAN IGNACIO		LONCOYEN		TOTAL	
Agricultura, ganadería, caza y silvicultura	17	4.1%	28	15.8%	28	31.5%	12	30.8%	85	11.8%		
Pesca	165	40.0%	64	36.2%	36	40.5%	24	61.5%	289	40.3%		
Minería		0	1	0.6%		0		0	1	0.1%		
Industria	29	7.0%	12	6.8%	3	3.4%		0	44	6.1%		
Construcción	26	6.3%	17	9.6%	5	5.6%		0	48	6.7%		
Comercio, reparación de vehículos	39	9.5%	23	13.0%	13	14.6%	3	7.7%	78	10.9%		
Hoteles, restaurantes	25	6.1%	13	7.3%	1	1.1%		0	39	5.4%		
Transporte, almacenamiento y comunicaciones	20	4.9%	2	1.1%		0		0	22	3.1%		
Intermediación financiera	2	0.5%		0		0		0	2	0.2%		
Actividades inmobiliarias, empresariales y alquiler	11	2.5%	1	0.6%		0		0	12	1.7%		
Administración pública y defensa	16	3.9%	6	3.4%		0		0	22	3.1%		
Enseñanza	28	6.8%	3	1.7%	1	1.1%		0	32	4.5%		
Servicios sociales y de salud	10	2.4%		0		0		0	10	1.4%		
Otros servicios comunitarios sociales y personales	3	0.7%	2	1.1%	1	1.1%		0	6	4.8%		
Servicio doméstico	21	5.1%	5	2.8%	1	1.1%		0	27	3.8%		
TOTAL	412	100%	177	100%	89	100%	39	100%	717	100%		

En Loncoyén está incluida Playa Rosada

Fuente: Censo 1992. INE

El cuadro anterior muestra claramente que en el área de estudio, la actividad extractiva (agricultura, ganadería, pesca) ocupa el mayor número de población económicamente activa con más del 50% del total. Es decir, en 1992 esta zona costera tenía características de una economía predominantemente rural. Todas las demás actividades están muy por debajo de este porcentaje.

El rubro correspondiente a Hoteles y Restaurantes, relacionado con la actividad turística, apenas ocupa un 5.4% de la PEA. Sin embargo, es necesario aclarar que el rubro Comercio y reparación de vehículos está igualmente relacionado con el turismo, por lo que ambos (hoteles y comercio) dan un total para 1992 de un 16.3% de la PEA, ya se dedicaba a dicha actividad.

3.4 OCUPACIÓN DEL TERRITORIO Y FUNCIONALIDAD URBANA

a) Generalidades

Como ya se mencionara, el área de estudio abarca una franja de aproximadamente 7 km de longitud por unos 500 m de ancho de promedio. En esta franja costera habitan alrededor de 2300 personas, concentradas, en su gran mayoría en tres subáreas correspondientes a las localidades de Niebla, Los Molinos y San Ignacio.

La forma de los asentamientos está condicionada fuertemente por las características topográficas del sector. Otros factores condicionantes los constituyen la accesibilidad desde el camino costero Niebla-Curiñanco y la proximidad al mar.

En general la topografía del área en estudio se presenta accidentada, con numerosas quebradas, cruces de esteros, hualves, pendientes pronunciadas y pocas superficies planas ubicadas en diferentes cotas. Esto dificulta enormemente el ordenamiento urbano y los trabajos de urbanización.

El camino costero anteriormente mencionado es la única vía que comunica y articula los tres balnearios y sus zonas intermedias (Playa Los Enamorados, Punta Ancla y Ñumpulli, Playa Rosada y Punta Loncoyén). Es a lo largo de este camino que se observa una mayor densificación de las construcciones, aunque poco a poco éstas han ido ocupando las escasas superficies planas de mayor cota, tierra adentro, y las laderas de los cerros.

Niebla: El centro poblado de Niebla está considerado como un área urbana, el cual se encuentra claramente delimitado al poniente y al sur por el mar y la desembocadura del río Valdivia respectivamente, y al oriente por las laderas de los cerros. Entre estos límites naturales se extiende el balneario sobre un territorio que cuenta con mayores superficies planas y más aptas para la construcción que en los casos de Los Molinos y San Ignacio.

La red vial de Niebla aun no está consolidada, a pesar de éste ser el único de los tres balnearios que, desde 1977, cuenta con un Plan Regulador en que están definidas normativamente sus vías principales y secundarias. Esto se debe, en gran parte, a que la construcción de viviendas no ha estado acompañada de las respectivas obras de urbanización, pues muchas de ellas se han construido de manera irregular.

Prácticamente todas las construcciones son bajas, de un piso y muy pocas de dos pisos, distribuidas sin un patrón definido en que se intercalan superficies construidas y otras no consolidadas, con superficies verdes y bosques. Esto le da al balneario un aspecto semi-rural o urbano-rural, que una de sus características más notables. La gran mayoría de las viviendas se emplazan entre las cotas 0.50 y 30 m. Algunas viviendas, se ubican sobre las laderas de los cerros, al sur-oriente del balneario, llegando hasta la cota 90.

Los Molinos: Es una localidad rural, este asentamiento se desarrolla siguiendo dos ejes: el camino costero en dirección norte-sur, el estero Los Molinos de oriente a poniente.

A diferencia de Niebla, este balneario presenta una franja muy angosta entre el mar y las laderas de cerros (en promedio 60m), lo cual reduce notablemente su superficie construable. Es en esta franja donde se da la mayor densidad de edificaciones. Esta escasez de terrenos a orillas del mar se compensa parcialmente por la disponibilidad de superficies planas a ambos lados del estero Los Molinos, siguiendo su curso de aguas arriba. De hecho, el asentamiento ha ido creciendo hacia ese sector.

Como accesos a estas partes altas existen dos caminos angostos de tierra y de trazado irregular y de tránsito accidentado.

En consecuencia, la estructura vial, aun precaria, queda configurada básicamente por el camino costero y por estos dos caminos de penetración hacia el oriente, a través de la quebrada del estero Los Molinos, a ambos lados del mismo.

El balneario cuenta con una costanera de 700 m de longitud, esta costanera sirve de acceso tanto a la playa, como a las viviendas y comercios emplazados a orillas del mar. Esta es una de las razones principales para que se efectúen trabajos de pavimentación complementarios, habilitando espacios para estacionamiento y paseo peatonal.

Al igual que en Niebla, las edificaciones en este sector son predominantemente bajas, de un piso.

San Ignacio: Es el balneario menos dinámico y consolidado de los tres en estudio. Es considerado un asentamiento rural. Sus construcciones se levantan a lo largo del camino costero, concentrándose casi todas entre dicho camino y el mar, en una franja notablemente más ancha (en promedio 140m) que su similar de Los Molinos.

El asentamiento queda así definido por ambos límites (el camino costero y el mar), teniendo una forma alargada en dirección norte-sur, sin posibilidades de expansión en dirección oriente-poniente debido a la pronunciada pendiente de las laderas de los cerros.

Al igual que en los otros balnearios, aquí predomina la construcción de un piso, igualmente dispersa y de poca calidad, pero que debido a su relativa baja densidad, aun no se presentan los niveles de hacinamiento y desorden que se han empezado a observar en Los Molinos y en algunas zonas de Niebla.

b) Roles y Jerarquías

Desde el punto de vista demográfico, el área de estudio constituye el núcleo de asentamientos más importante de la comuna después de la ciudad de Valdivia. Sólo Los Molinos tiene más población que las localidades de Curiñanco, Huellethue, Pishuenco, Cayumapu o Punucapa. Del análisis de la evolución demográfica se tiene

que, de continuar la tendencia actual, la población del área se duplicaría en los próximos 10 años.

En términos económicos, se deduce que las principales actividades detectadas en la zona costera de interés son la pesca y las relacionadas con el turismo. La dinámica de la zona demuestra una tendencia creciente en estas últimas actividades; pues se está observando un aumento de las solicitudes de patentes para la instalación de hospedajes, camping, kioskos y juegos de entretenimientos. Por otro lado, se ha apreciado un notable incremento de las construcciones, aunque muchas de ellas se han dado, y se dan, de manera irregular y corresponden a edificaciones de vivienda de baja calidad.

1) A nivel local:

- Centro de servicios públicos (administración comunal, educación y salud concentrado principalmente en el balneario de Niebla y con un área de influencia que comprende gran parte del sector sur-poniente del Distrito Censal N°17.
- Centro de esparcimiento y recreación de temporada para la Comuna en su conjunto.
- Centro de pesca artesanal para el abastecimiento de las localidades próximas y de la ciudad de Valdivia.

2) A nivel extra local

- Centro recreativo y turístico de nivel provincial y regional, con posibilidades de extenderse a nivel nacional y de fortalecerse desde la zona limítrofe con Argentina.
- Centro histórico-cultural por la presencia del Fuerte de Niebla y el museo correspondiente.

c) Uso del suelo actual

El uso del suelo predominante de los tres balnearios es el de vivienda. Sin embargo, en los últimos años se ha apreciado un notable incremento en las actividades relacionadas al turismo, sobre todo las cabañas de temporada, y en las actividades relacionadas al comercio minorista.

Niebla: Es el balneario que presenta mayor diversidad de usos del suelo y, como ya se mencionó, el único que cuenta con un Plan Seccional. Precisamente, el Plano Seccional de Niebla establece normativamente los siguientes usos y superficies:

Tabla 3.5: SUPERFICIES Y PORCENTAJES DE SUELO URBANO POR TIPO DE USO EN BALNEARIO DE NIEBLA SEGÚN PLANO SECCIONAL DE NOVIEMBRE DE 1977.

TIPO DE USO	SUPERFICIE	%
VIVIENDA	40.63	34.8
INDUSTRIA	0.74	0.7
HABITACIONAL-PESQUERO	4.29	3.7
COMERCIO-HOSTERIA	3.40	3.0
EQUIPAMIENTO INDUSTRIAL	0.94	0.8
ZONA DEPORTIVA	3.04	2.7
HISTORICO-TURISTICO	16.67	14.4
AREA DE CAMPING Y PLAYAS	7.37	6.3
AREA VERDE	2.22	1.8
BOSQUES Y FORESTACION	6.36	5.5
EQUIPAMIENTO TURISTICO	3.38	2.8
EQUIPAMIENTO INSTITUCIONAL	1.02	0.9
INFRAESTRUCTURA VIAL	26.36	22.6
AREA URBANA TOTAL	116.42	100.0

Los Molinos: Considerado como área rural, este balneario presenta un uso de suelo predominantemente residencial. Son embargo existen dos zonas cuyas características de ocupación se han ido diferenciando notablemente en los últimos años: Una zona alta (sobre la cota 20), ubicada al oriente del camino Niebla-Curiñanco y que penetra por el estero Los Molinos aguas arriba; y una zona baja, comprendida por todos los terrenos emplazados entre el camino antes mencionado y la playa.

La zona alta mantiene sus características predominantemente residenciales, baja densidad de ocupación, con viviendas aisladas que presentan cierto grado de concentración en las pocas tierras planas de la quebrada del estero Los Molinos.

La zona baja es la más densamente ocupada. Por ser adyacente a la playa, predominan actividades relacionadas al esparcimiento turístico (restaurantes, entretenimientos, camping, etc.) y al comercio minorista. Estas características son especialmente marcadas en la franja comprendida entre el camino Niebla-Curiñanco, la playa y el estero Los Molinos. La superficie de esta franja de uso mixto es de aproximadamente 3.3 hás.

Hacia el extremo norte de la playa se ubica un muelle de pescadores.

A unos 450 m al norte del estero Los Molinos, hacia el lado oriente del camino Niebla-Curiñanco, se emplaza una escuela básica y frente a ella, la sede la Junta de Vecinos.

San Ignacio: Este balneario, el más pequeño y rural de los tres en estudio, tiene un uso de suelo predominantemente residencial. El balneario propiamente tal, y que es donde se concentra la mayor cantidad de viviendas, está comprendido por el camino Niebla-Curiñanco, hacia el oriente; y la playa, hacia el poniente, con una longitud aproximada de 850 m de norte a sur. La superficie abarcada es de unas 13.61 hás.

Hacia el lado oriente del camino Niebla-Curiñanco, las pendientes pronunciadas de los terrenos constituyen limitantes naturales para la expansión del balneario. Sin embargo, existen en las laderas de los cerros algunas viviendas aisladas.

El equipamiento se emplaza en la parte norte del balneario, en la Punta Juan Latorre, una zona alta. Allí se encuentra un cementerio, la sede de la Junta Vecinal y una cancha de fútbol.

3.5 RED VIAL EXISTENTE

La red vial de la costa está claramente determinada por el camino costero Niebla-Curiñanco, constituyendo la vía más importante. Esta es la continuación de la ruta T-350 que proviene de Valdivia bordeando el lado norte del río, atraviesa Niebla, tomando diversos nombres, luego Los Molinos y San Ignacio, continuando a Calfuco y Curiñanco.

Entre 1994 y 1995 fue pavimentado el tramo correspondiente al de Niebla-Los Molinos, con una longitud aproximada de 3700 m y un ancho promedio de 8 m.

Niebla: En este balneario la vialidad estructurante está dada por dos vías longitudinales principales que son, en buena cuenta, dos grupos de calles y avenidas que conforman dos circuitos continuos. Por un lado, la calle Los Condestables, parte de la avenida Lord Cochrane y la avenida Conde del Castellar, que corren hacia el oriente del asentamiento; y por otro lado, las avenidas Del Castillo y Del Molino, hacia el poniente. Ambos circuitos se encuentran pavimentados y son los que soportan el mayor flujo vehicular. El primer grupo de calles forma parte del camino costero, en el que la Avda. Lord Cochrane había sido concebida en el Plan Seccional de 1977 como una circunvalación, con un ancho de 25 m.

El resto de las vías, de carácter secundario y de tierra o ripio, se encuentra poco consolidado. A excepción de Antonio Duce, las demás calles no han logrado conformar una morfología definida. Se observan trazados irregulares; muchas calles no tienen continuidad, como ocurre con Carrera Iturgoyen y Martín Cermeño; otras son totalmente inexistentes, como Mariano Pustería, De los Gastadores y De los Vigías, todos de carácter normativo según el Plan Seccional de Niebla de 1977; e inclusive, existen pasajes que no están consideradas en el mencionado Seccional.

La misma Avda. Cochrane, que fue concebida como una vía de circunvalación. Sólo existe en tramos. Aunque el Plan Seccional tiene definido normativamente el trazado total de esta avenida, sólo el 38% del mismo se encuentra en un lento proceso de consolidación, quedando alrededor de 1.5 km por ejecutar o por replantear.

Playa Los Enamorados: Entre Niebla y Los Molinos hay un sector conocido como Playa de Los Enamorados. El camino costero cruza este sector, siendo la única vía de interés, y constituye la continuación hacia el norte de la Avda. Conde de Castellar. En este tramo, el camino sirve de acceso a la playa, a las pocas casas existentes y a unas cabañas turísticas emplazadas cerca de la Punta Molino.

Los Molinos: El camino costero es la principal vía del asentamiento. Lo cruza longitudinalmente de sur a norte, casi paralelo a la playa, desde Punta Molino hasta Punta Ancla, recorriendo en total cerca de 1.53 km, de los cuales 1.31 km están pavimentados, existe un puente sobre el estero Los Molinos.

Desde el camino costero Niebla-Curiñanco parten dos caminos rudimentarios de penetración a ambos lados del estero Los Molinos, en dirección poniente-oriente. El que recorre el lado norte del estero tiene una longitud de 0.9 km; y el del lado sur, 0.8 km. Ambos caminos son de tierra, muy irregulares en su trazo, estrechos y difícil transitar en época de lluvias, por tramos son sólo senderos por donde apenas puede transitar un vehículo. Sin embargo, sirven de acceso a cerca de un centenar de viviendas emplazadas en la quebrada.

A unos 600 m al norte del puente, existe un pasaje hacia el oriente del camino costero, de una longitud aproximada de 80 m que sirve de acceso a una escuela básica, a la sede de la junta de vecinos y a viviendas. Este pasaje es de tierra de fuerte pendiente, sumamente estrecha e irregular.

Finalmente, Los Molinos cuenta con una costanera, que empieza donde termina el camino costero pavimentado, en el extremo norte de la playa, y se extiende unos 650 m hacia el sur, hasta encontrarse con la desembocadura del estero Los Molinos, con un ancho de 3 m. Existe una gran diferencia de nivel entre esta costanera y el camino costero Niebla-Curiñanco, llegando en algunos casos a ser de 18 m.

Punta Ancla – Punta Ñumpulli: Ente Los Molinos y San Ignacio hay un sector delimitado por Punta Ancla y Punta Ñumpulli. Se encuentra sobre la cota 20 m y presenta lagunas partes relativamente planas. En él existen cerca de cuarenta casas. El camino costero atraviesa este sector de forma casi paralela a los bordes del acantilado. Aquí el camino es pavimentado, con una longitud aproximada de 1.05 km presenta pendiente pronunciadas tanto a la llegada por el sur desde el balneario de Los Molinos, como al descender por el norte hacia el balneario de San Ignacio.

San Ignacio: El camino costero atraviesa el balneario de San Ignacio de sur a norte, pegado hacia las laderas de los cerros, constituyendo su única vía de acceso. El balneario en sí se emplaza al poniente del camino, entre éste y la playa.

Entre Punta Ñumpulli y Punta Juan Latorre, que constituyen de alguna forma los límites naturales del asentamiento, el camino costero tiene una longitud aproximada de 1.6 km, de tierra, y con superficie y trazo irregular.

Loncoyén: El último tramo que interesa el presente estudio corresponde a la localidad Loncoyén. Este es un asentamiento de viviendas dispersas, con características eminentemente rurales. El camino atraviesa este sector de manera longitudinal de sur a norte, en un recorrido aproximado de 1.70 km. También en este tramo el camino es de tierra, de trazado y superficie irregulares.

CAPITULO 4

MEDIDAS MITIGADORAS DE RIESGO DE DESLIZAMIENTOS

En este capítulo se muestran una serie de medidas genéricas posibles destinadas a disminuir el riesgo de que se produzcan fenómenos de remoción en masa, aumentando el factor de seguridad de los taludes.

4.1. CORRECCIÓN SUPERFICIAL.

Se aplican en la superficie del talud y tienen una acción que afecta sólo a las capas más superficiales del terreno, entre ellas encontramos:

a. Mallas de guiado de piedras. Son mallas de alambre metálicas, con las que se recubre la superficie de taludes rocosos, para evitar la caída de fragmentos de roca. Estas mallas se suelen fijar al terreno, siempre en la parte superior del talud o bermas intermedias. Como sistemas de fijación pueden emplearse bulones u otro tipo de sujeción. La parte final de la malla se suele dejar por encima de la zanja de recogida de piedras. Existen otros tipos de mallas metálicas que fijadas a postes metálicos, soportan posibles desprendimientos de talud.

Las siguientes fotografías muestran ambas posibilidades.

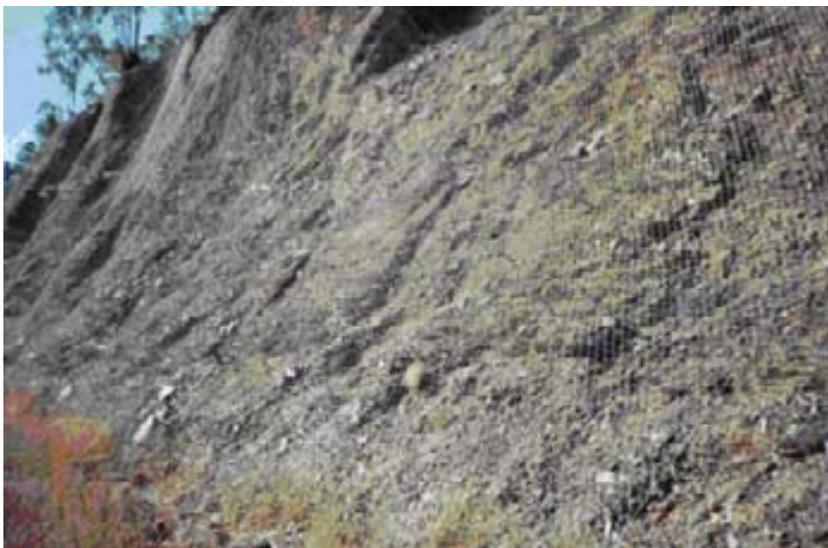


Figura 4.1: Malla de guiado de piedras.



Figura 4.2: Malla de guiado de piedras, fijada a postes metálicos.

b. Siembra de taludes. Para la siembra de taludes, se emplean hierbas, arbustos etc. Las especies por supuesto deberán ser capaces de adaptarse a las condiciones que van a estar sometidas.

Hay veces que es necesario añadir tierra vegetal al talud.



Figura 4.3: Talud estabilizado con siembra de hierbas.

c. Hormigón proyectado. Consiste en una capa de hormigón rociado sobre la superficie de taludes en roca. Este tratamiento superficial, evita la meteorización de la roca, y su deterioro progresivo, y desprendimientos de pequeña magnitud.

Es frecuente emplearlo en combinación con anclajes.



Figura 4.4: Sistema de corrección por hormigonado proyectado.

El hormigón proyectado es un material frágil, por ello, su ductilidad y resistencia se suele mejorar mediante su armado, pudiendo realizarse en varias maneras.

- a) Colocando mallas de alambre metálico, antes de proyectar el hormigón.
- b) Incorporando a la mezcla seca, trozos de alambre de pequeño diámetro.

Si se ejecuta una capa de hormigón proyectado sobre un talud, se debe disponer un drenaje adecuado. Para ello se perforan drenes de pequeña longitud que atraviesan la capa de hormigón ya endurecido.

Si existen materiales de alteración (limos, arcillas, etc.) debe eliminarse antes de proyectar hormigón usando para ello aire a presión.

4.2. CORRECCIÓN POR MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD.

Cuando un talud es inestable o su estabilidad resulta precaria, una forma de actuar sobre él, es modificando su geometría para obtener una nueva configuración que resulte estable. Esta modificación busca obtener al menos uno de los dos efectos siguientes:

- Disminuir las fuerzas que tienden al movimiento de la masa.
- Aumentar la resistencia al corte del terreno mediante el incremento de las tensiones normales, en zonas convenientes de la superficie de rotura.

Lo primero se consigue reduciendo el volumen de la parte superior del deslizamiento y lo segundo incrementando el volumen en el pie del mismo.

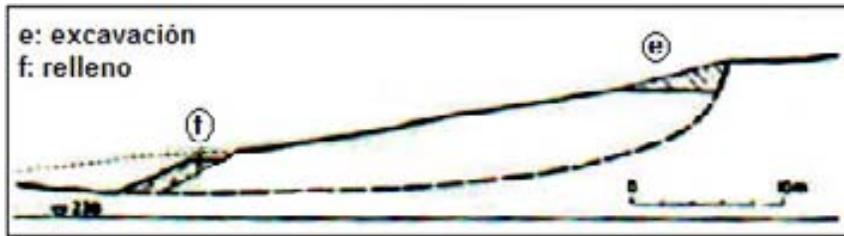


Figura 4.5 Corrección de la geometría del talud.

Las formas de actuar sobre la geometría del talud para mejorar su estabilidad son las siguientes:

- **Eliminar totalmente la masa inestable.** Es una solución que sólo se aplica en casos extremos.
- **Descabezamiento.** Consiste en la eliminación del material de la parte superior de la masa potencialmente deslizante. La eliminación de relativamente escasas cantidades de material produce aumentos importantes del factor de seguridad.
- **Construcción de tacones de tierra o escollera.** En combinación o no con el descabezamiento, el peso del tacón colocado en el pie del talud se traduce en un aumento de las tensiones normales en la parte baja de la superficie de deslizamiento, lo que aumenta su resistencia. Por otra parte, el peso propio del tacón supone un aumento del momento estabilizador frente a la rotura. Por último cuando la línea de rotura se ve forzada a atravesar el propio tacón, éste se comporta además como un elemento resistente propiamente dicho.

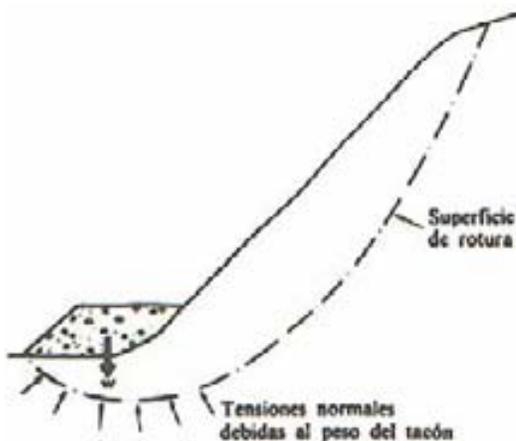


Figura 4.6: Corrección por construcción de tacones de tierra.

Es importante que la base del relleno sea drenante. Podría ser necesario colocar un material con funciones de filtro entre el relleno drenante y el material del talud. El empleo de membranas geotextiles suele ser un método apropiado.

Se han aplicado con éxito rellenos drenantes en la parte inferior de taludes, en movimiento en los que la saturación del suelo es el problema principal. El relleno

drenante generalmente escollera ha de colocarse a cierta distancia del frente del movimiento, a fin de que se detenga este.

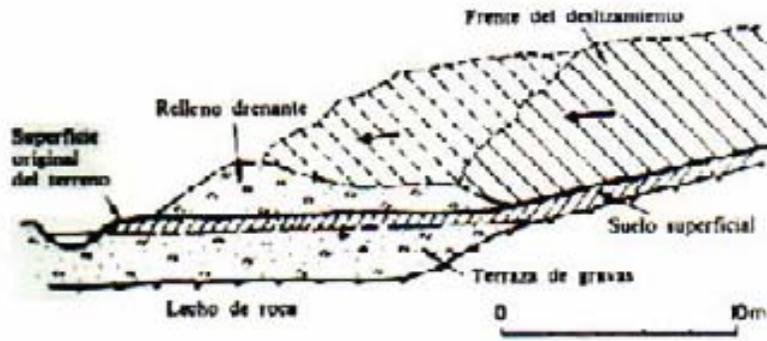


Figura 4.7: Colocación de una base de relleno drenante al pie del talud.

También es una medida efectiva extender un relleno protector con base drenante sobre la superficie de taludes arcillosos.

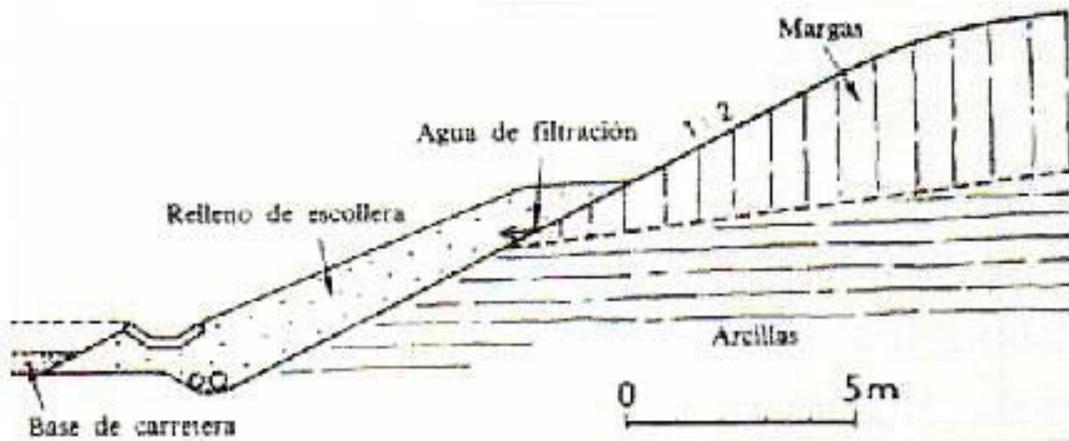


Figura 4.8: Colocación de relleno protector en la superficie del talud.

Una imagen real sobre lo comentado es la siguiente:



Figura 4.9: Ejemplo de colocación de relleno protector en la superficie del talud.

Los tacones y rellenos se construyen frecuentemente con escollera debido a su alto rozamiento interno (aproximadamente unos 40°).

Cuando hay problemas de falta de espacio al pie del talud, es frecuente sostener el relleno mediante un muro. Un tipo de muro muy apropiado son los tierra armada, gaviones, muros jaula, etc.

4.3. CORRECCIÓN POR DRENAJE.

La corrección de taludes mediante medidas de drenaje tiene por objeto reducir las presiones intersticiales que actúan sobre la potencial o existente superficie de deslizamiento.

Se tiende a adoptar medidas de drenaje cuando en un talud ya existente se aprecian signos evidentes de inestabilidad, aunque se debe realizar en fase de proyecto.

Existen dos tipos de medidas de drenaje:

3.3.1. Drenaje superficial: Con una doble finalidad:

- Evitar que las aguas superficiales lleguen a zonas lo suficientemente próximas al talud, como para que su filtración directa o por grietas del terreno produzca una elevación significativa del nivel freático y por consiguiente de las presiones intersticiales.
- Evitar en la medida de lo posible los efectos erosivos de las agua de escorrentía sobre la superficie del talud, con la consiguiente degradación del mismo.

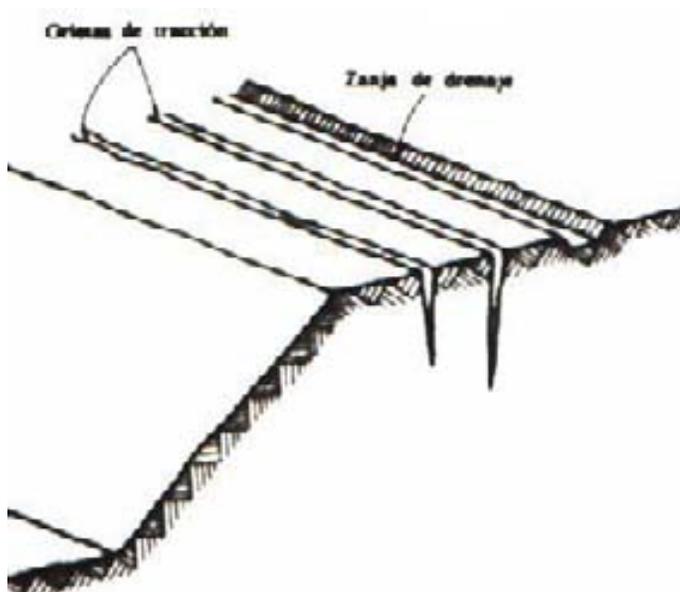


Figura 4.10: Disposición de zanjas de drenaje en un talud.

Las aguas de escorrentía se evacuan por medio de zanjas de drenaje, impermeabilizadas o no y aproximadamente paralelas al talud, a fin de evitar que el agua llegue a la zona de posibles o existentes grietas de tracción.

Frecuentemente el material empleado para las zanjas de drenaje es el hormigón.

Si se detectan grietas de tracción en cabeza de talud, puede ser necesario rellenarse con gravas y posteriormente sellarlas con material impermeable y flexible (por ejemplo arcilla, asfalto, etc.).

3.3.2. Drenaje profundo: Consisten siempre en orificios, que penetran en el terreno y que recogen el agua contenida en el mismo, atravesando las líneas de corriente y deprimiendo el nivel freático.

Se clasifican en :

- a) Drenes horizontales:., perforados desde la superficie del talud.
- b) Pozos verticales, perforados desde la superficie superior al talud o desde éste mismo.
- c) Zanjas con relleno drenante dispuestas en la superficie del talud o en el pie de este

a) Drenes horizontales: También llamados Californianos. Consisten, en taladros de pequeño diámetro aproximadamente horizontales ($5-10^\circ$), que parten de la superficie del talud y que están generalmente contenidos en una sección transversal del mismo.

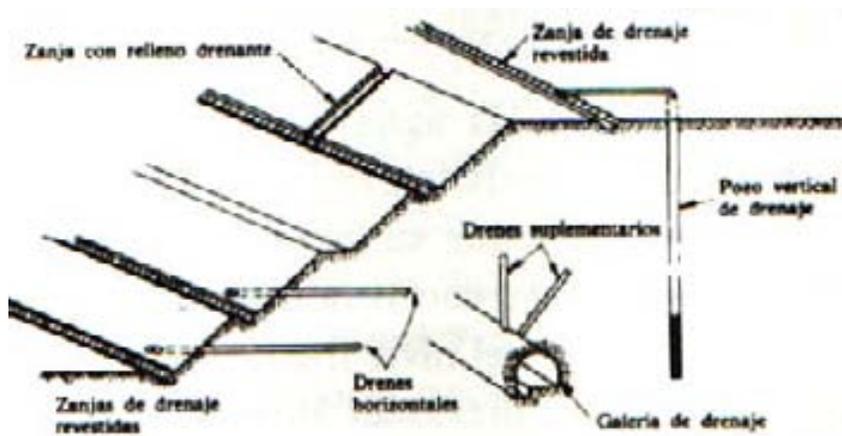


Figura 4.11: Sistema de drenaje en un talud.

Con objeto de permitir el drenaje por gravedad, los drenes se disponen subiendo desde el talud con un ángulo generalmente comprendido entre 5 y 10° . En materiales

fácilmente erosionables la inclinación debe ser menor y puede ser conveniente colocar una pequeña entubación en la embocadura.

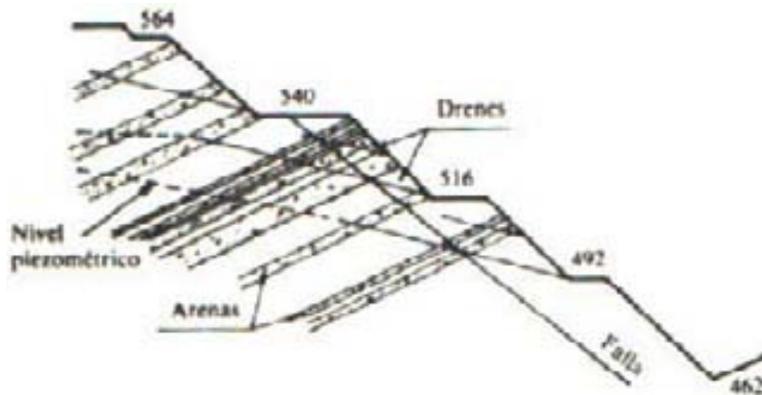


Figura 4.11: Esquema de drenaje de un talud minero por medio de drenes horizontales.

b) Pozos verticales de drenaje: El agua que recogen se extrae generalmente por bombeo, mediante bombas sumergibles.

Pueden instalarse y ponerse en funcionamiento antes de comenzar la excavación. Normalmente tienen un diámetro superior a 30 cm.

Si se desea drenar totalmente un talud, la profundidad de perforación requerida, supuestos los pozos en cabecera, es del orden de 1.2 veces la altura del talud.

En macizos rocosos en los que la filtración tiene lugar a lo largo de discontinuidades aproximadamente verticales es conveniente dar cierta inclinación a los pozos con el fin de que intercepten un mayor número de discontinuidades.

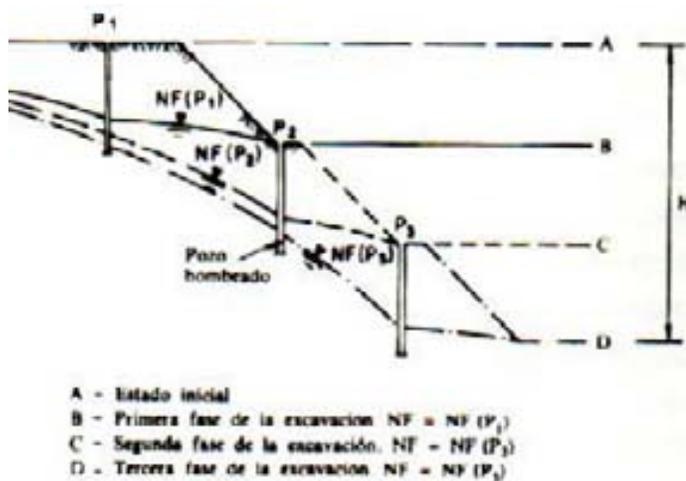


Figura 4.12: Disposición de pozos verticales de drenaje.

c) Galerías de drenaje: Son galerías excavadas en el terreno a bastante distancia de la superficie del mismo. Suelen disponerse paralelas al talud.

En general se disponen en uno o dos niveles. La situación y tamaño óptimos de galería pueden estudiarse por métodos teóricos, para lo que han de conocerse, al menos las características de permeabilidad del terreno. (K_v , K_h)

En general deben instalarse drenes complementarios. El espaciado entre drenes debe ser tal que constituyan una auténtica pantalla continua que intercepte el flujo de agua.

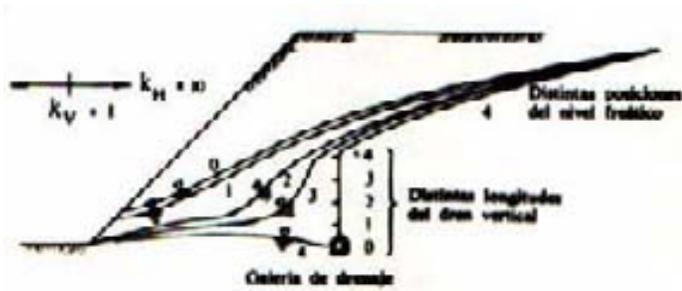


Figura 4.13: Influencia en el drenaje de la instalación de drenes verticales desde una galería de drenaje.

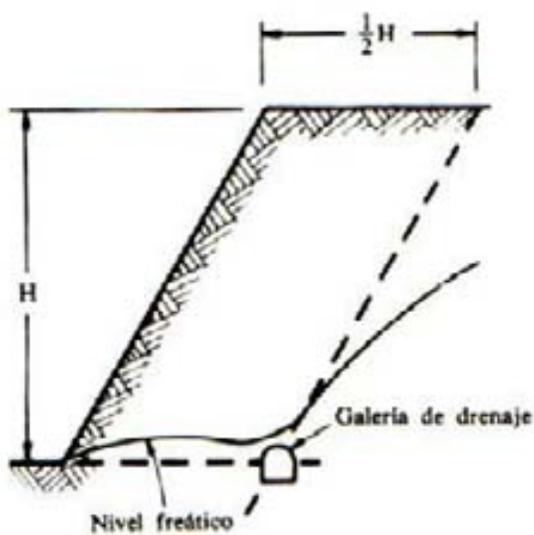


Figura 4.14: Posición óptima de una galería de drenaje.

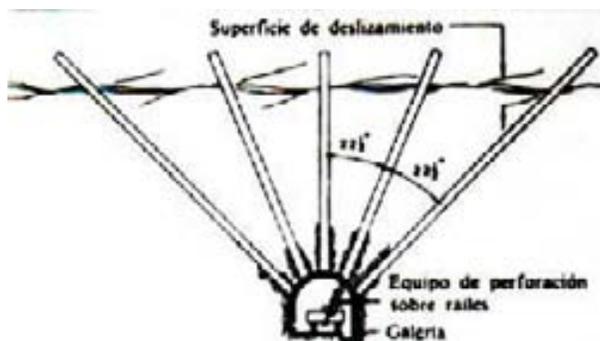


Figura 4.15: Drenaje de la superficie de deslizamiento desde una galería de drenaje.

d) Zanjas con relleno drenante: Son zanjas rellenas con material drenante excavadas en el talud o más allá del pie del mismo y cuya acción drenante se limita a profundidades pequeñas. Pueden ser de dos tipos:

1. Zanjas de talud.

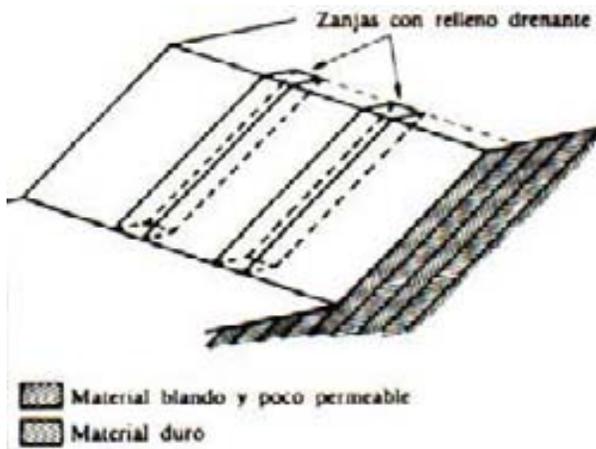


Figura 4.16: Zanjas de Talud.

2. Zanjas horizontales.



Figura 4.17: Zanja horizontal en un talud estratificado horizontalmente

4.4. **CORRECCIÓN POR ELEMENTOS RESISTENTES.**

3.4.1. **Anclajes.**

Son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados desde el talud y cementadas. En un anclaje se distinguen tres partes fundamentales:

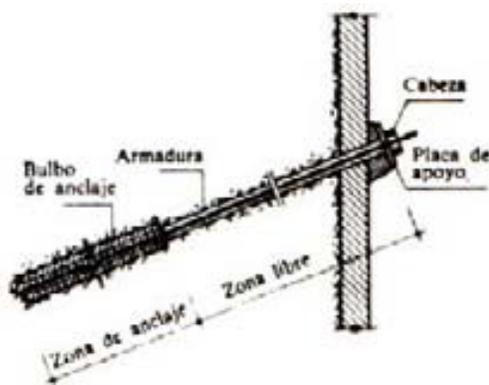


Figura 4.18: Detalle de un anclaje.

La longitud de los anclajes suele oscilar entre 10 y 100 m y el diámetro de perforación entre 75 y 125 mm.

Las barras de acero empleadas en los anclajes se denominan bulones o pernos de anclaje. El anclaje mediante cordones constituidos por alambres de alta resistencia se denomina anclaje por cable.

Por consideraciones constructivas los bulones no suelen emplearse para anclajes de más de 15 m de longitud, por lo que su uso está limitado a anclajes superficiales.

Su capacidad de carga se limita entre 5 y 50 Tm por bulón.

Los anclajes por cables suelen tener una longitud de 100 m y su capacidad de carga oscila entre 20 y 200 T por anclaje.

Zona de anclaje:

Existen diferentes maneras de fijar la zona de anclaje al terreno. El dispositivo más elemental y de más fácil instalación es el casquillo expansivo (para Bulones), formados a base de productos tipo resina.

También se suele efectuar mediante inyecciones de lechada de cemento a presión (Hasta aproximadamente 30 kg/cm²)

Zona libre.

Queda independizada del terreno mediante camisas de PVC o metálicas, empleándose contra la corrosión morteros o lechadas de cemento.

Cabeza y placa de apoyo.

El sistema de abroche de la armadura a la placa de apoyo suele estar constituido por tuercas o remachados tipo conos macho-hembra . Las placa de apoyo suele situarse a su vez, sobre un bloque de hormigón armado que trasmite los esfuerzos a la superficie del terreno. La puesta en tensión de los cables se efectúa a través de gatos o llaves dinamométricas.



Figura 4.19: Ejemplo de uso de anclajes en un talud.

3.4.2. **Muros.**

Se emplean frecuentemente como elementos resistentes o estabilizadores del talud. Se clasifican en tres grupos:

- a) De sostenimiento: Se construyen separados del terreno natural y se rellenan posteriormente.
- b) De contención: Generalmente van excavados y se construyen para contener un terreno que sin la acción del muro sería posiblemente inestable.
- c) De revestimiento: Su misión es esencialmente proteger el terreno de la erosión y meteorización además de proporcionar un peso estabilizador.

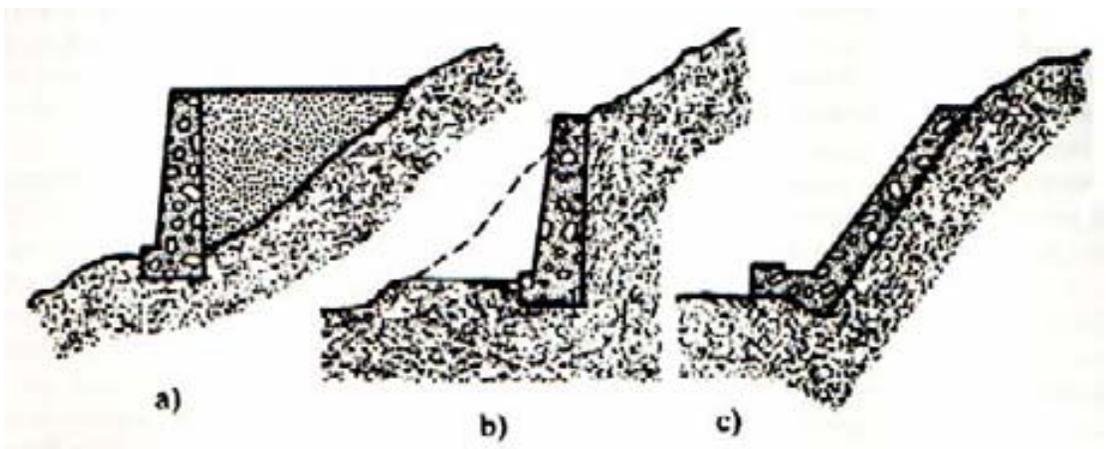


Figura 4.20: Tipos de muros utilizados en la estabilización de taludes.



Figura 4.21: Ejemplo en terreno de muro de sostenimiento.



Figura 4.22: Ejemplo en terreno de muro de contención.



Figura 4.23: Ejemplo en terreno de muro de revestimiento.

3.4.3. Pilotes

Las pantallas de pilotes consisten en alineaciones de estos elementos, siendo el espacio entre dos adyacentes lo suficientemente pequeño como para conseguirse un sostenimiento relativamente continuo.

Su empleo en taludes tiene dos vertientes fundamentales:

- Como sostenimiento de taludes excavados.
- Como medida estabilizadora de deslizamientos existentes o potenciales.

3.4.4. Muros pantalla.

Son muros enterrados de hormigón armado hormigonados “in situ”. Su acción estabilizadora ante deslizamientos existentes o potenciales es muy similar a la de la pantalla de pilotes.

En la figura se muestra el esquema de ejecución de un muro pantalla.

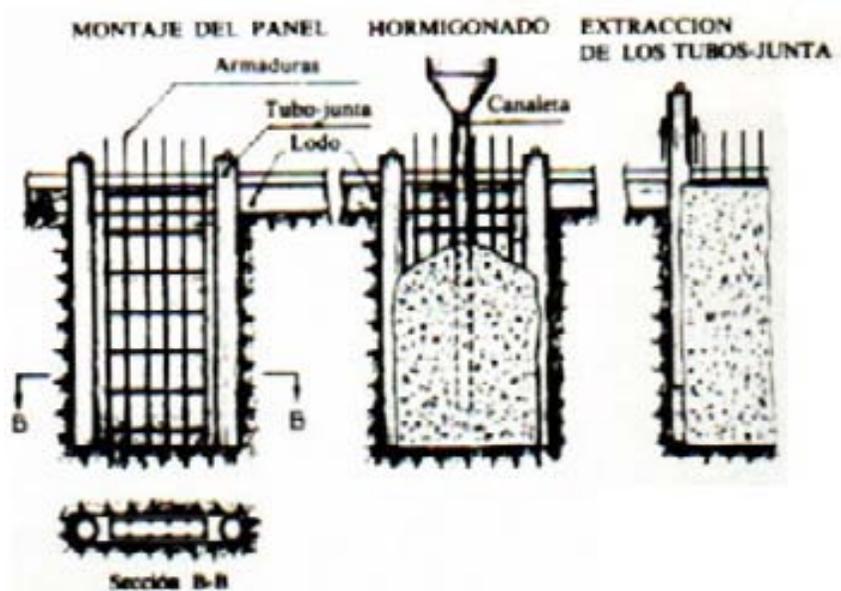


Figura 4.24: Esquema de ejecución de un muro pantalla

CAPÍTULO 5

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los datos utilizados y analizan los resultados obtenidos del estudio de estabilidad de taludes realizado por medio del programa Geo-Slope, aplicando el Método de Janbu, que se describe en el Capítulo 1.

5.1 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Con el fin de utilizar parámetros representativos del área de estudio, se realizó un programa de exploración del terreno que consideró visitas al sector, la excavación de calicatas y extracción de testigos para su posterior análisis en laboratorio. Las calicatas se excavaron al pie de los taludes a analizar, ubicados en el camino Niebla - San Ignacio, con una profundidad de 1 m por debajo de la capa vegetal (30 cm) y las muestras extraídas provienen del material ubicado en el fondo de cada una. La ubicación de estos se muestra en la Figura 5.1. Los ensayos realizados para lograr una clasificación de los suelos bajo los parámetros de la USCS son:

- Granulometría por tamizado
- Límites de Atterberg

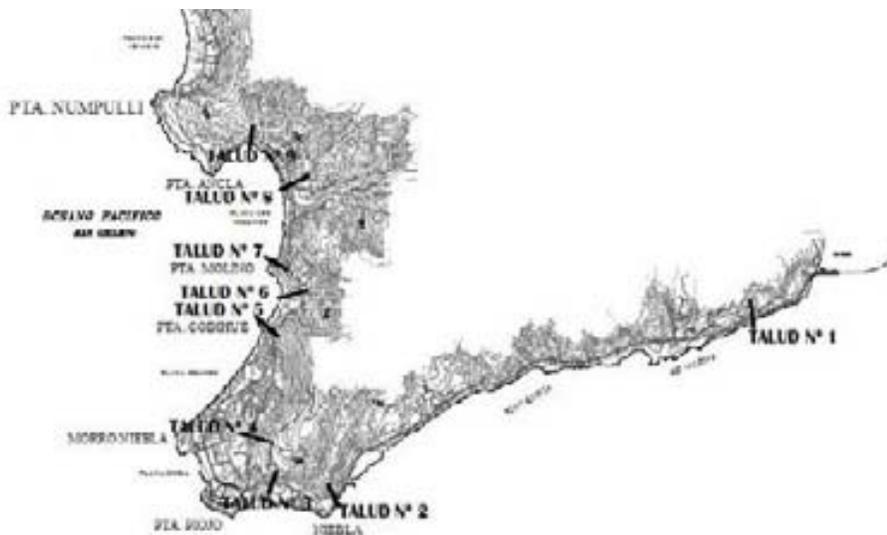


Figura 5.1: Ubicación de Taludes a analizar.

Los resultados de los ensayos y la clasificación de los suelos se presentan en la Tabla 5.1.

GRANULOMETRIA

	Tamiz	3/4"	1/2"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
Muestra	Talud	% que pasa						
1	1	100	100	98	87	68	47	44
2	2	87	73	65	47	41	32	24
3	3	86	71	67	56	46	34	28
4	4	90	79	71	54	45	36	30
5	5	95	82	74	60	51	37	27
6	6	94	86	79	64	56	42	31
7	7	100	100	100	100	96	87	76
8	8	100	100	100	100	75	65	65
9	9	92	79	73	57	50	39	31

LIMITES DE ATTERBERG Y CLASIFICACION

Muestra	Talud	L.L.	L.P.	I.P	L. "A"	I.G.	USCS
1	1	24	20	4	3	0	S C
2	2	22	19	3	1	0	G C
3	3	22	21	1	1	0	S M
4	4	25	22	3	4	0	S M
5	5	21	19	2	0	0	S C
6	6	22	20	2	1	0	S C
7	7	33	31	2	9	2	M L
8	8	24	23	1	3	0	M L
9	9	22	20	2	1	0	S C

En base a la información anterior se concluye que en general existen cuatro tipos de suelos. Debido a que no fue posible realizar ensayos triaxiales, los valores de las características que regulan la estabilidad de taludes fueron extraídos de tabulaciones del libro "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales" de Jaime Suárez D. De este modo se consideran cuatro tipos de suelos, y cada uno con características de Malo, Medio y Bueno. El criterio para esta clasificación es su cohesión. De este modo los valores de densidad, cohesión y ángulo de fricción interna utilizados, se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Características de los suelos.

		γ (KN/m ³)	c (KN/m ²)	ϕ (°)
GC	Malo	14.52	9.81	33
	Medio	16.48	29.43	36
	Bueno	18.44	49.05	39
ML	Malo	13.24	8.83	32
	Medio	13.98	38.75	34
	Bueno	14.72	68.67	36
SC	Malo	14.91	9.81	29
	Medio	16.28	39.24	33
	Bueno	17.66	68.67	37
SM	Malo	14.72	19.62	32
	Medio	15.45	34.34	34
	Bueno	16.19	49.05	36

De acuerdo a estos resultados se elaboró una carta estimativa de los suelos del sector:

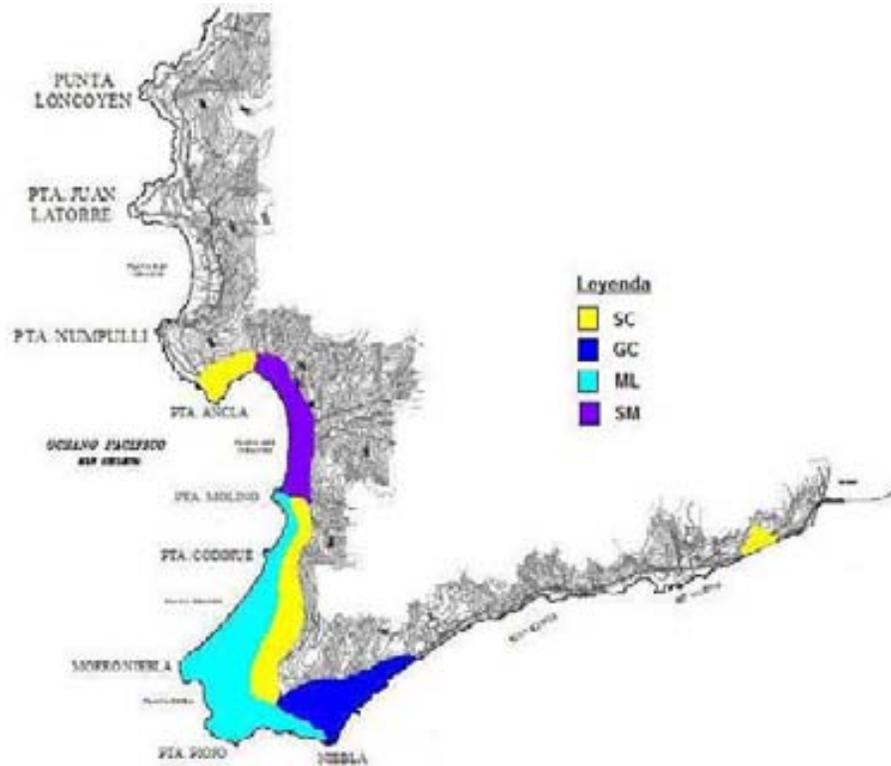


Figura 5.2: Carta de suelos del área de estudio.

5.2 TALUDES TEÓRICOS.

Para obtener una primera aproximación del comportamiento de estos suelos, desde el punto de vista de la estabilidad de taludes, se definieron una serie de taludes teóricos. Estos fueron analizados con cada uno de los suelos por medio del software Geo-Slope aplicando el Método de Janbu.

El criterio para la definición de los Taludes Teóricos fue variar la longitud (R) y el ángulo de inclinación (α). ($R= 20-60$ m; $\alpha = 20^{\circ}-80^{\circ}$)

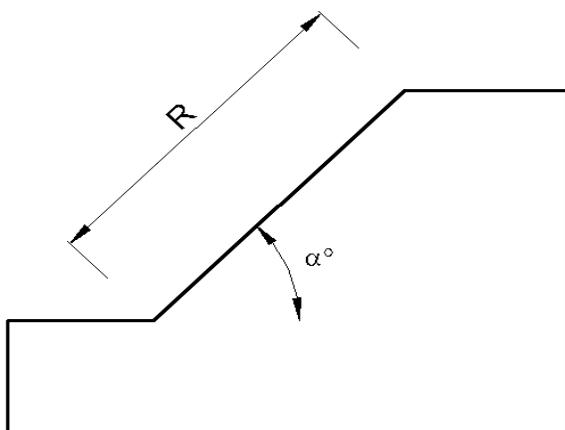


Figura 5.3: Criterio de elección de taludes teóricos.

La geometría de los taludes teóricos se describe en la tabla 5.3. y en la Figura 5.4.

Tabla 5.3: Detalle de la geometría de Taludes Teóricos:

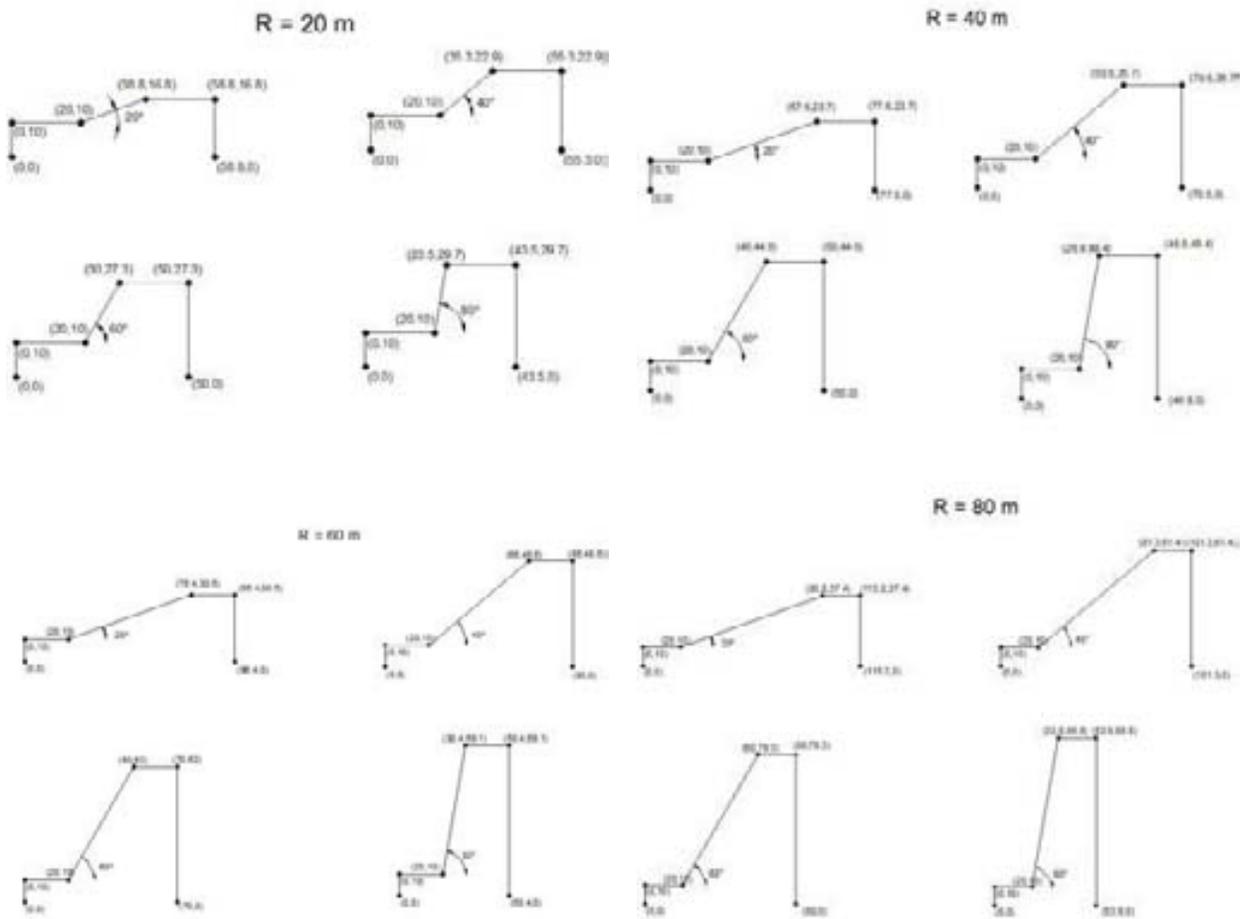
R= 20 $\alpha= 20$		20 $\alpha= 40$		R= 20 $\alpha= 20$		40 $\alpha= 40$	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0	0	0	0	0
0	10	0	10	0	10	0	10
20	10	20	10	20	10	20	10
38.8	16.8	35.3	22.9	57.6	23.7	50.6	35.7
58.8	16.8	55.3	22.9	77.6	23.7	70.6	35.7
58.8	0.0	55.3	0.0	77.6	0.0	70.6	0.0

$\alpha= 60$		$\alpha= 80$		$\alpha= 60$		$\alpha= 80$	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0	0	0	0	0
0	10	0	10	0	10	0	10
20	10	20	10	20	10	20	10
30.0	27.3	23.5	29.7	40.0	44.6	26.9	49.4
50.0	27.3	43.5	29.7	60.0	44.6	46.9	49.4
50.0	0	43.5	0	60.0	0	46.9	0

R= 20 $\alpha= 20$		60 $\alpha= 40$		R= 20 $\alpha= 20$		80 $\alpha= 40$	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0	0	0	0	0
0	10	0	10	0	10	0	10
20	10	20	10	20	10	20	10
76.4	30.5	66.0	48.6	95.2	37.4	81.3	61.4
96.4	30.5	86.0	48.6	115.2	37.4	101.3	61.4
96.4	0.0	86.0	0.0	115.2	0.0	101.3	0.0

$\alpha= 60$		$\alpha= 80$		$\alpha= 60$		$\alpha= 80$	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0	0	0	0	0
0	10	0	10	0	10	0	10
20	10	20	10	20	10	20	10
50.0	62.0	30.4	69.1	60.0	79.3	33.9	88.8
70.0	62.0	50.4	69.1	80.0	79.3	53.9	88.8
70.0	0	50.4	0	80.0	0	53.9	0

Figura 5.4: Geometría Taludes Teóricos:



Al analizar estos taludes en el software Geo-Slope, se obtienen los valores del Factor de Seguridad que se presentan en detalle en el Anexo 2 y del cual se resume la Tabla 5.4.

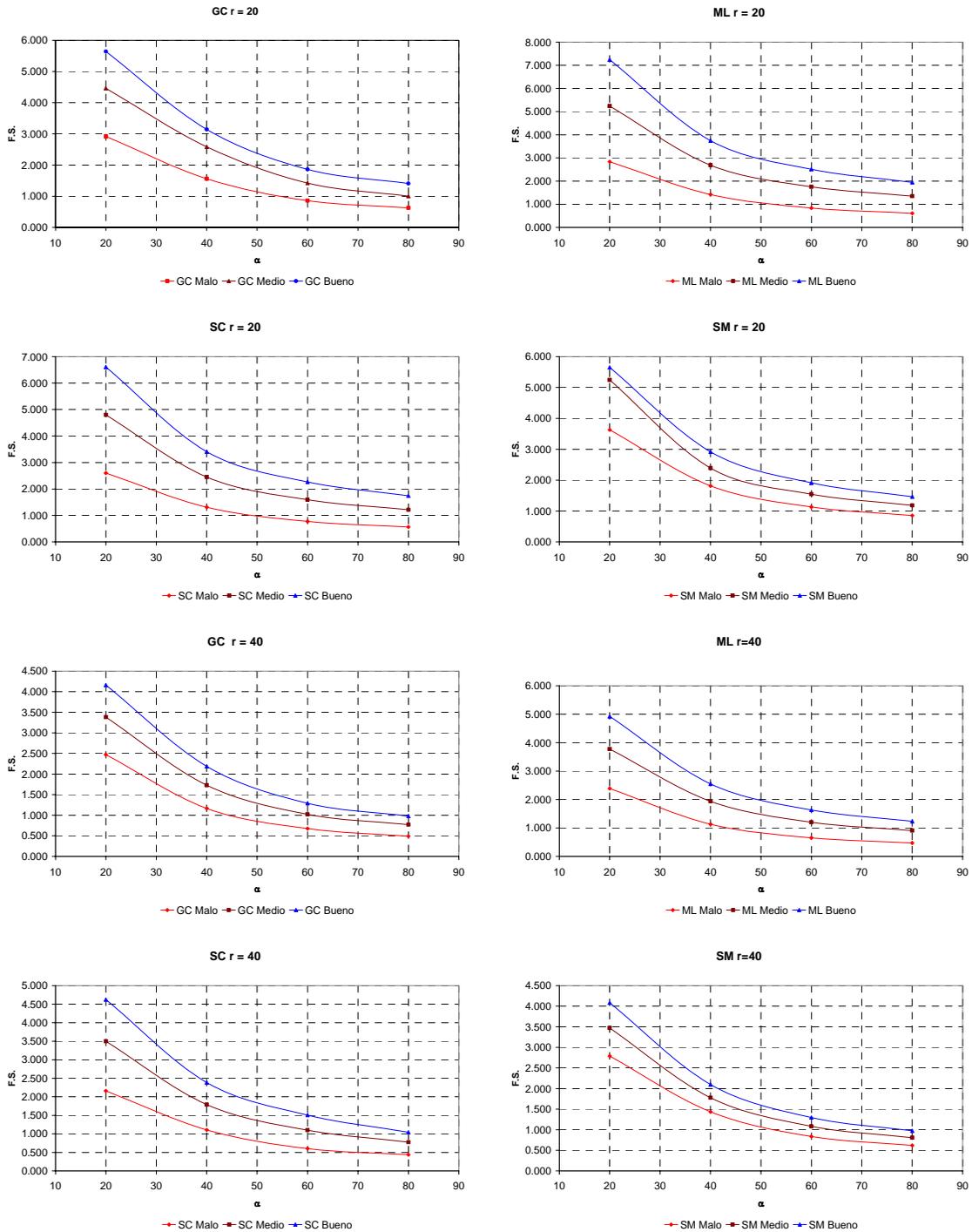
Tabla 5.4: Valores de Factor de Seguridad para los Taludes Teóricos:

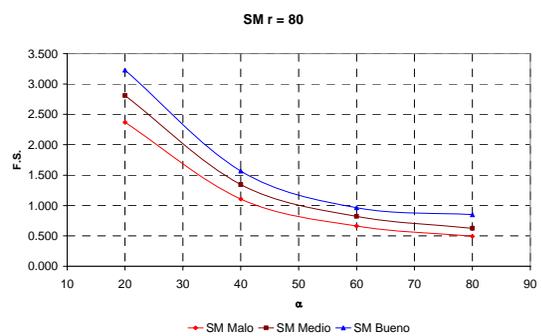
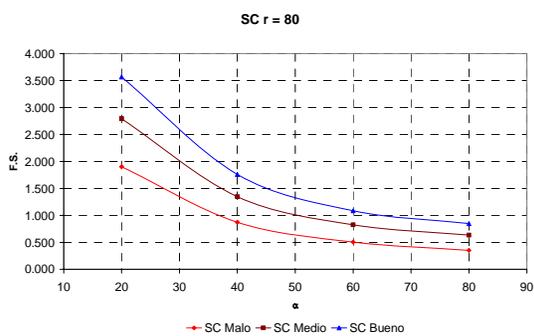
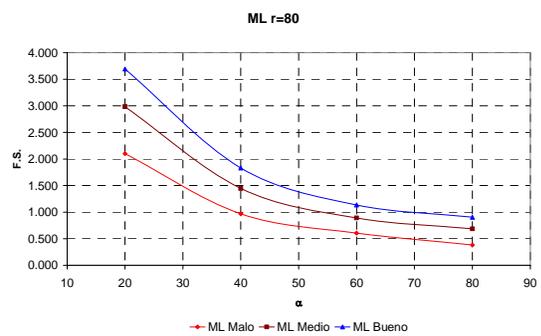
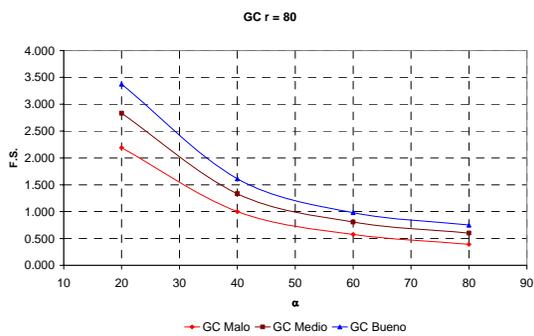
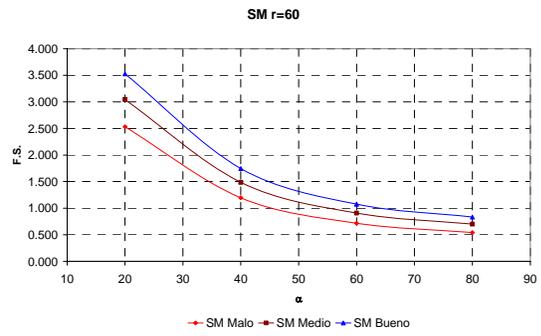
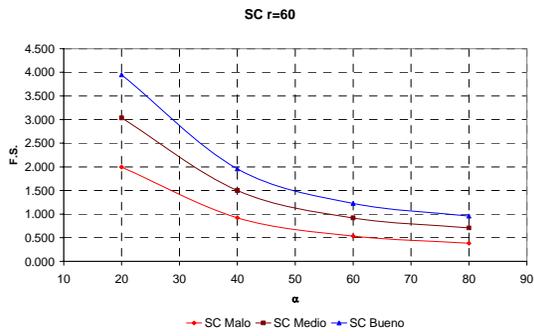
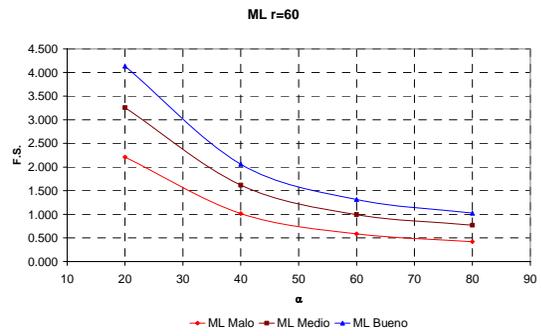
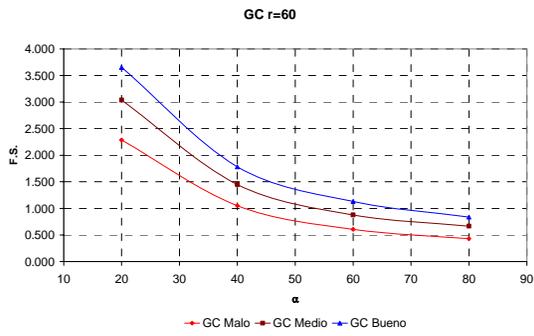
R (m)		20				40				60				80			
		20	40	60	80	20	40	60	80	20	40	60	80	20	40	60	80
Angulo (°)		20	40	60	80	20	40	60	80	20	40	60	80	20	40	60	80
Suelo		FACTOR DE SEGURIDAD															
GC	Malo	2.916	1.536	0.858	0.624	2.472	1.165	0.675	0.487	2.285	1.050	0.606	0.431	2.189	1.002	0.575	0.393
	Medio	4.459	2.584	1.422	1.069	3.383	1.730	1.023	0.772	3.038	1.450	0.876	0.665	2.832	1.332	0.805	0.600
	Bueno	5.639	3.143	1.862	1.406	4.161	2.189	1.292	0.980	3.652	1.783	1.087	0.838	3.374	1.613	0.982	0.751
ML	Malo	2.836	1.419	0.835	0.607	2.389	1.130	0.655	0.474	2.209	1.015	0.587	0.418	2.100	0.968	0.587	0.381
	Medio	5.238	2.685	1.754	1.348	3.776	1.937	1.199	0.907	3.258	1.617	0.994	0.770	2.985	1.446	0.890	0.687
	Bueno	7.241	3.749	2.509	1.945	4.925	2.549	1.632	1.232	4.136	2.061	1.314	1.025	3.693	1.831	1.136	0.905
SC	Malo	2.603	1.308	0.774	0.563	2.160	1.107	0.601	0.438	1.995	0.921	0.534	0.383	1.902	0.873	0.505	0.350
	Medio	4.797	2.450	1.595	1.218	3.500	1.791	1.099	0.832	3.036	1.500	0.919	0.708	2.792	1.347	0.824	0.635
	Bueno	6.607	3.407	2.265	1.743	4.624	2.385	1.507	0.973	3.950	1.958	1.226	0.957	3.569	1.759	1.085	0.849
SM	Malo	3.632	1.816	1.132	0.853	2.790	1.435	0.835	0.619	2.531	1.195	0.718	0.542	2.370	1.107	0.663	0.492
	Medio	4.656	2.392	1.545	1.181	3.472	1.779	1.082	0.808	3.043	1.487	0.907	0.699	2.811	1.345	0.822	0.626
	Bueno	5.648	2.918	1.912	1.463	4.083	2.099	1.298	0.973	3.526	1.744	1.077	0.835	3.228	1.568	0.963	0.849

Leyenda: Valores más bajos.
Valores más altos.

A partir de estos resultados se obtienen los gráficos de la Figura 5.5, que muestran el comportamiento de los suelos respecto del Factor de Seguridad y el ángulo de inclinación del talud.

Figura 5.5: Gráficos Angulo de inclinación del talud v/s Factor de Seguridad, para cada tipo de suelo.





De estos gráficos se obtienen los ángulos para los cuales los taludes teóricos tienen un Factor de Seguridad 2.0 y 1.0. Estos son valores que determinan el mayor ángulo de inclinación que puede tener el talud antes de la falla.

Tabla 5.5: Ángulos críticos para cada tipo de suelo:

		R = 20		R = 40		R = 60		R = 80	
		FS=2	FS=1	FS=2	FS=1	FS=2	FS=1	FS=2	FS=1
Suelo		Angulo (°)							
GC	Malo	33.00	54.50	27.00	42.50	24.50	41.50	23.00	40.00
	Medio	48.50	80.00	36.00	61.00	32.50	53.50	30.50	49.50
	Bueno	57.00	> 80	43.00	78.00	37.00	67.50	35.00	59.50
ML	Malo	31.00	52.00	25.50	43.50	23.50	40.50	21.50	39.50
	Medio	52.00	> 80	39.00	72.00	34.50	59.50	32.00	54.00
	Bueno	78.00	> 80	49.00	> 80	41.00	80.50	37.50	69.00
SC	Malo	28.70	48.50	23.00	42.50	20.00	38.00	< 20	37.00
	Medio	47.50	> 80	37.00	62.00	32.50	56.00	30.00	50.50
	Bueno	69.00	> 80	46.00	80.00	39.50	75.00	37.00	63.00
SM	Malo	37.50	67.00	31.00	42.50	27.50	46.00	25.50	43.00
	Medio	43.50	> 80	37.00	64.00	32.50	55.00	30.00	50.50
	Bueno	57.30	> 80	41.50	79.00	36.50	64.00	34.50	58.00

De estos resultados se pueden concluir que:

- El suelo que tiene el peor comportamiento es **SC Malo**, para todos los casos estudiados y el que tiene el mejor comportamiento es **ML Bueno**.
- A mayor longitud del talud, el ángulo crítico es menor.
- Los suelos con mayor sensibilidad al cambio de Bueno a Malo son SC y ML y en menor medida SM y GC, por lo que en un estudio más acabado estos deberían estudiarse con mayor precisión.
- En tanto, al cambio de factor de seguridad el más sensible es ML, seguido por SC, GC y finalmente SM, por lo que en un estudio más acabado estos deberían estudiarse con mayor precisión la geometría de los taludes asociados.
- De acuerdo a la variación de la longitud del talud, el comportamiento de mejor a peor para FS=1 es:

1° ML Bueno	5° ML Medio	9° SM Malo
2° SC Bueno	6° GC Medio	10° GC Malo
3° GC Bueno	7° SC Medio	11° ML Malo
4° SM Bueno	8° SM Medio	12° SC Malo

En cambio para FS=2, el comportamiento a la variación del talud es:

1° ML Bueno	5° ML Medio	9° SM Malo
2° SC Bueno	6° SM Medio	10° GC Malo
3° GC Bueno	7° SC Medio	11° ML Malo
4° SM Bueno	8° GC Medio	12° SC Malo

Se concluye que no hay cambios muy significativos en cuanto a la calidad relativa de los diferentes suelos al variar el Factor de Seguridad exigido.

5.3 TALUDES REALES

Los Taludes Reales fueron elegidos según las características de pendiente, obtenidas del análisis de la topografía y de visitas a terreno al área de estudio. Se eligieron nueve taludes ubicados en el camino Niebla – San Ignacio. La ubicación de los Taludes Reales se muestra en la Figura 5.1 y un detalle de la geometría se presenta en la Figura 5.6.

Figura 5.6: Geometría Taludes Reales:



Para analizar la estabilidad de estos taludes con el programa Geo-Slope, se aplicaron tres estados de carga:

- Peso Propio
- Peso Propio más una Napa de agua
- Peso Propio más una Carga sísmica con un coeficiente sísmico de 0.2

Estos taludes fueron analizados con todos los tipos de suelo de la Tabla 5.2. Los resultados del análisis se detallan en el ANEXO N° 3 y un resumen de los factores de seguridad se presenta en la tabla 5.6

Tabla 5.6: Factor de Seguridad para Taludes Reales.

Talud N°	Suelo	°	F.S.			
			Estado de Carga			
			E1 = PP	E2 = PP + Agua	E3 = PP + Sismo	
1	SC	Malo	49	0.647	0.441	0.462
		Medio		1.310	0.796	0.936
		Bueno		1.829	1.149	1.302
2	GC	Malo	32	0.852	0.326	0.613
		Medio		1.344	0.726	0.956
		Bueno		1.664	1.129	1.156
3	SM	Malo	29	1.261	0.446	0.888
		Medio		1.597	0.605	1.116
		Bueno		1.823	0.855	1.278
4	SM	Malo	21	1.699	0.648	1.144
		Medio		1.954	0.857	1.327
		Bueno		2.217	1.156	1.495
5	SC	Malo	30	0.873	0.525	0.624
		Medio		1.541	0.895	1.098
		Bueno		2.025	1.265	1.421
6	SC	Malo	18	0.859	0.663	0.613
		Medio		2.003	1.112	1.382
		Bueno		2.885	1.747	1.911
7	ML	Malo	47	0.809	0.553	0.579
		Medio		1.372	0.949	0.976
		Bueno		1.758	1.383	1.240
8	ML	Malo	34	1.223	0.295	0.865
		Medio		1.766	0.802	1.224
		Bueno		2.212	1.206	1.508
9	SC	Malo	26	0.858	0.523	0.614
		Medio		1.855	1.302	0.959
		Bueno		2.500	1.373	1.648

Al analizar los resultados, se puede concluir que:

- El estado de carga más desfavorable es el que involucra el Peso Propio más una Napa de Agua. En este caso el factor de seguridad equivale a un 55% en promedio al del Peso Propio.
- Al comparar el estado de carga que involucra la Carga Sísmica con el de Peso Propio el factor de seguridad resulta ser un 70%.
- Para el estado de carga Peso Propio, el talud y el suelo que tienen mayor probabilidad de sufrir deslizamiento sería el Talud N° 1, compuesto por el suelo SC Malo.
- Para el estado de carga Peso Propio más una Napa Freática el mayor riesgo lo presenta el Talud N° 8 con el suelo ML Malo.
- Para el estado de carga Peso Propio más Sismo también el de mayor riesgo es el Talud N° 1 para el mismo tipo de suelo.
- Para todos los estados de carga el talud que tiene el mejor comportamiento es el N° 6, ubicado en la entrada a Los Molinos y compuesto por el suelo SC Bueno.

Del análisis de la topografía, de la geología del sector, y de los resultados obtenidos en el estudio, es posible elaborar una carta de riesgo de fenómenos de remoción en masa del área en la que se identifican las zonas que presentan algún tipo de peligro de sufrir deslizamientos. Esta se adjunta a continuación.

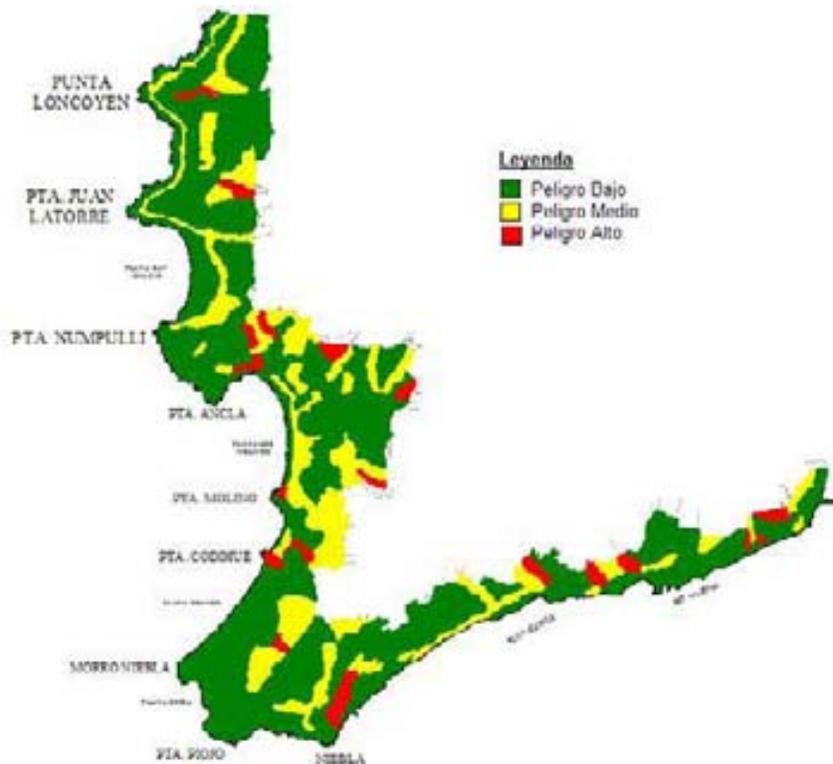


Figura 5.7: Carta de áreas de riesgo del sector.

Finalmente, si comparamos esta carta con la elaborada por el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN), Figura 5.8, se concluye que el estudio hecho por la entidad gubernamental tiene un enfoque más global, es correcto en la identificación del problema, pero no permite estimar la ubicación de obras civiles.

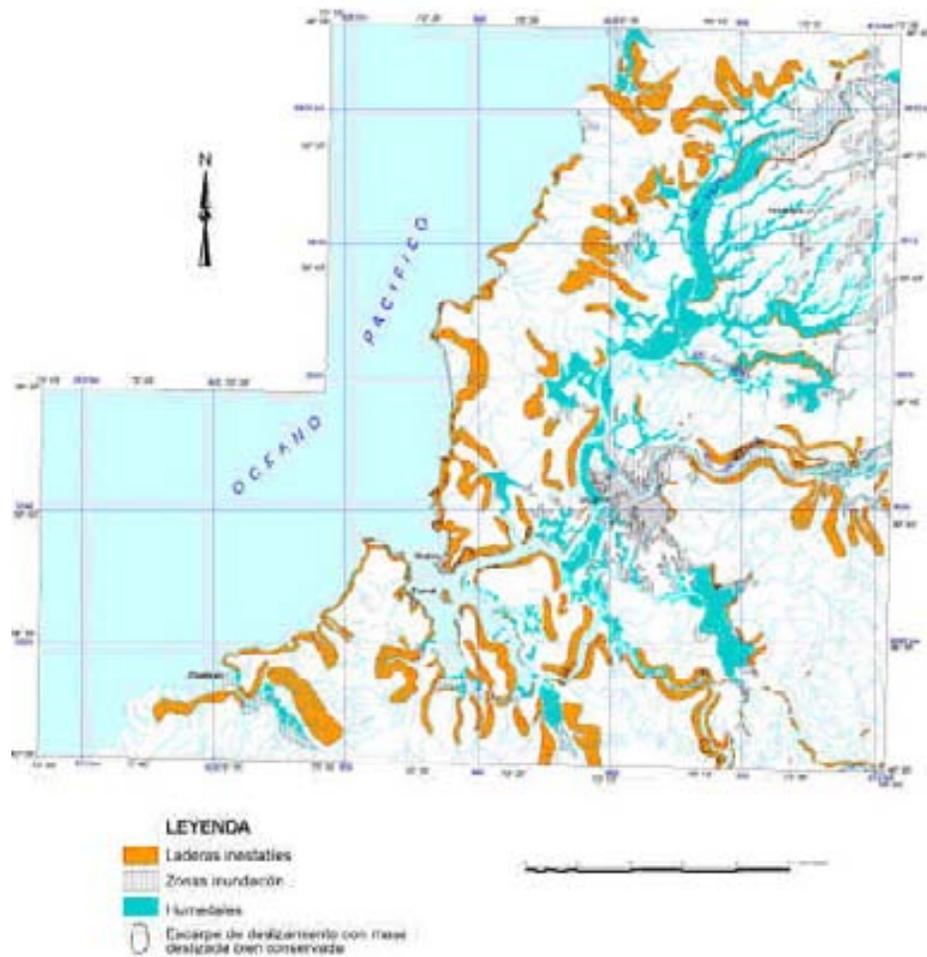


Figura 5.8: Carta de áreas de riesgo elaborada por SERNAGEOMIN.

CONCLUSIONES

- Las fuertes precipitaciones, el oleaje, las fuertes pendientes, la falta de cubierta vegetal o su deteriorado estado, la falta de planificación del uso de la tierra, ya sea para su uso agrícola-forestal o asentamiento humano, provocan una gran susceptibilidad a que se produzcan deslizamientos de tierra o fenómenos de remoción en masa en el sector de Niebla – San Ignacio.
- La falta de ordenamiento físico del uso urbano derivado de que Niebla es el único poblado que cuenta con un Plan Seccional y que además este no se respeta a cabalidad, junto con un gran crecimiento observado de la población en el área de estudio, traen consigo el asentamiento de construcciones en zonas de peligro de deslizamiento.
- Existen numerosas zonas de deslizamientos frecuentes que pueden afectar las vías de acceso o salida de las localidades del área de estudio. El presente estudio confirma el riesgo permanente de estas zonas
- Una de los principales causales para los antiguos procesos de remoción en masa o deslizamientos en el sector, es que el diseño y desarrollo de obras viales y de ingeniería que no se adaptaron a la geología y geomorfología del lugar donde se construyeron según se aprecia en la carta de riesgo elaborada. Por ejemplo: se observa que los principales problemas para el camino Niebla-San Ignacio son hundimientos, socavaciones y taludes inestables. Recientemente se observan obras de particulares de cortes y movimientos de tierra por la creciente subdivisión de la tierra.
- De acuerdo los resultados obtenidos en el análisis de la estabilidad de los taludes teóricos idealizados se concluye que el suelo que se comporta mejor es ML Bueno de propiedades estimadas $\gamma = 14.72 \text{ (KN/m}^3\text{)}$, $c = 68.67 \text{ (KN/m}^3\text{)}$ y $\phi = 36^\circ$, y el de peor comportamiento es SC Malo de propiedades estimadas $\gamma = 14.91 \text{ (KN/m}^3\text{)}$, $c = 9.81 \text{ (KN/m}^3\text{)}$ y $\phi = 37^\circ$.
- En general si se incrementa la longitud del talud en estudio el ángulo para el cual el talud se mantiene en equilibrio disminuye. Es decir un talud de mayor longitud posee menor factor de seguridad.

- Para el caso del análisis de los taludes reales ubicados en el área de estudio se concluye que la subida de la napa freática representa el estado de carga eventual más desfavorable, alcanzándose incluso en la mayoría de los casos un factor de seguridad menor a 1.0. El estado de carga sísmico si bien disminuye la seguridad no es tan desfavorable como el estado anterior. El riesgo determinado para algunos sectores es muy alto, pues el Factor de Seguridad no alcanza a ser mayor que 1.0 debiendo ser en lo posible mayor a 2.0 o 3.0.
- Tal como se aprecia en el plano elaborado para el área en estudio, el sector ubicado en la entrada a Niebla (SOMARCO -Talud N° 2) es el que en promedio presenta una más alta vulnerabilidad e impacto social. Esto debido al gran ángulo que presenta, la gran cantidad y tipo de material involucrado, y la ubicación en la entrada al área de estudio.
- Para los casos estudiados el talud que tiene un mejor comportamiento es el ubicado en la localidad de Los Molinos debido principalmente al bajo ángulo que presenta y al material del que está compuesto.
- Finalmente se concluye que en general es necesario establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de riesgo y amenaza a la población, aplicando cualquiera de las medidas de mitigación enumeradas en el Capítulo 4, teniendo en su aplicabilidad y su costo. La eliminación total de los problemas no es posible, sin embargo es recomendable mediante métodos preventivos establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos y reducir así el riesgo para las personas.

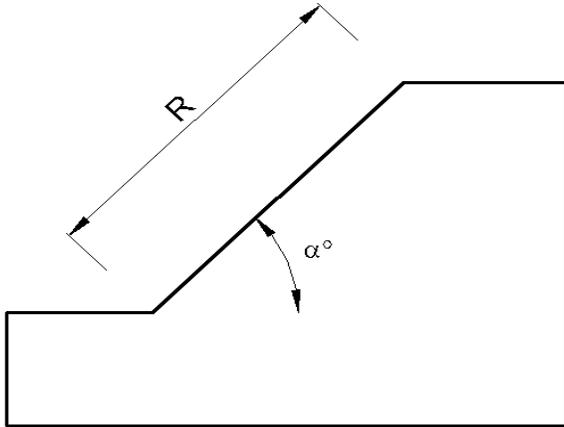
Dentro de las medidas de control está por ejemplo la siembra de los taludes en los cuales se aprecie una menor susceptibilidad a que se produzcan deslizamientos y la cantidad de masa desplazada sea pequeña, debido a que esta es una solución más económica e implica una intervención menor en el talud. En los taludes que exista una mayor probabilidad de que se produzcan deslizamientos debería aplicarse una malla de guiado de piedras, ya sea del tipo que recubren la superficie del talud o de las fijadas en postes. Para casos en los cuales ya sea inminente el peligro de deslizamiento, la solución es más costosa pero efectiva: intervenir la geometría del talud, eliminando la masa potencialmente deslizante para así descartar de plano la ocurrencia del fenómeno.

ANEXOS

ANEXO 1.
ANALISIS DE TALUDES TEORICOS

En este anexo se presentan los resultados del análisis de la estabilidad de los taludes teóricos, por medio de la determinación del factor de seguridad, utilizando el Software Geo-Slope, aplicando el Método de Janbu.

El criterio para la elección de estos taludes fue variar su longitud (R) y el ángulo de inclinación (α).



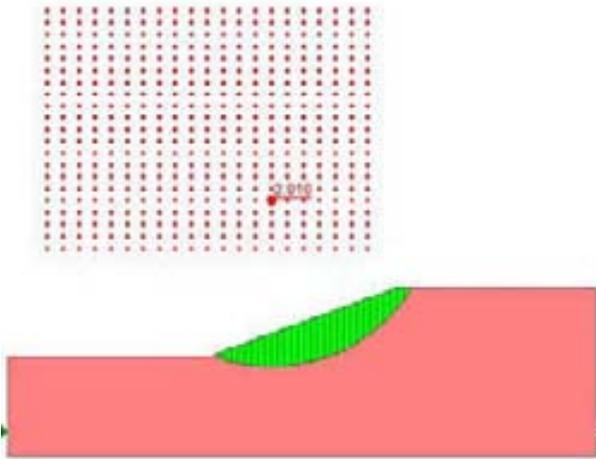
Para este análisis se adoptaron las siguientes características de los suelos:

		γ (KN/m ³)	c (KN/m ³)	ϕ (°)
GC	Malo	14.52	9.81	33
	Medio	16.48	29.43	36
	Bueno	18.44	49.05	39
ML	Malo	13.24	8.83	32
	Medio	13.98	38.75	34
	Bueno	14.72	68.67	36
SC	Malo	14.91	9.81	29
	Medio	16.28	39.24	33
	Bueno	17.66	68.67	37
SM	Malo	14.72	19.62	32
	Medio	15.45	34.34	34
	Bueno	16.19	49.05	36

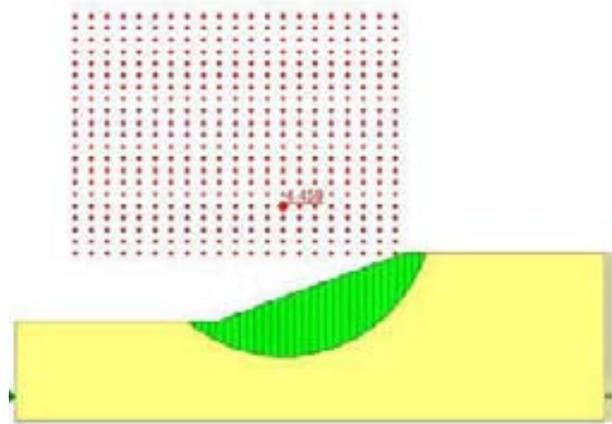
Las siguientes figuras muestran el resultado obtenido en el análisis por medio del software:

1. Largo= 20m. Inclinación= 20°

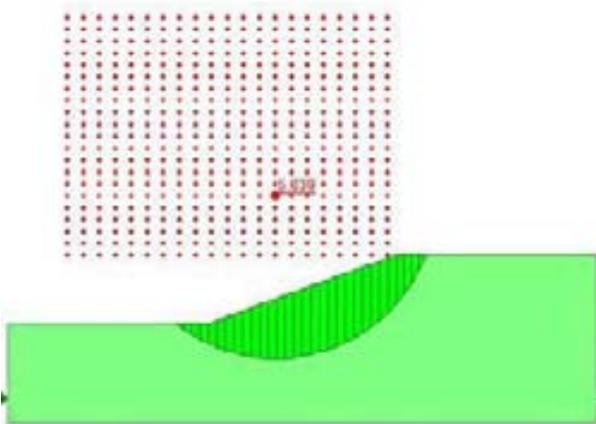
r=20 20° GC Malo.slz
Janbu



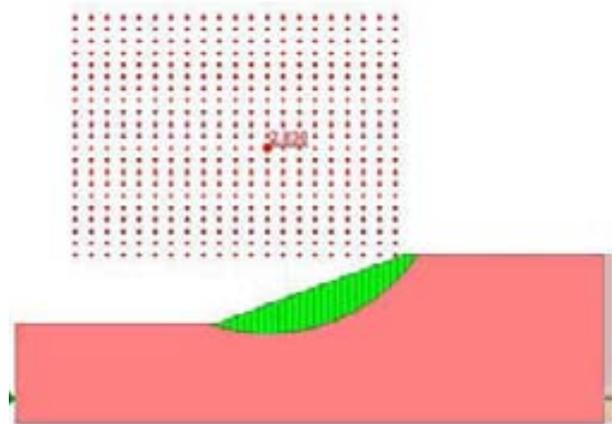
r=20 20° GC Medio.slz
Janbu



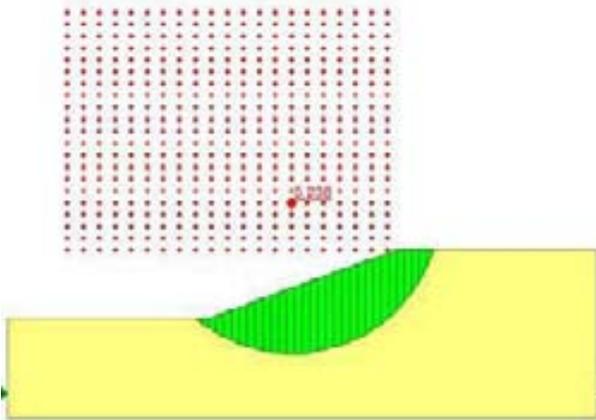
r=20 20° GC Bueno.slz
Janbu



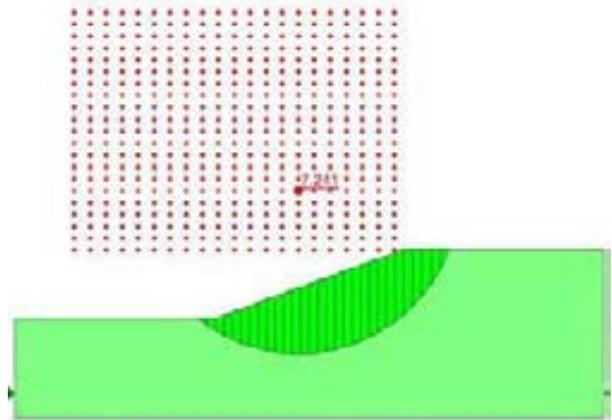
r=20 20° ML Malo.slz
Janbu



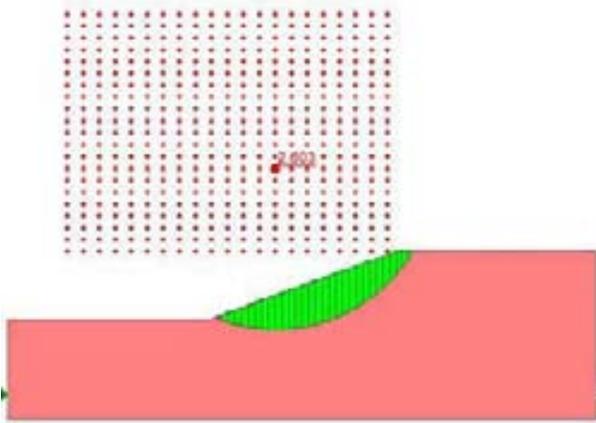
r=20 20° ML Medio.slz
Janbu



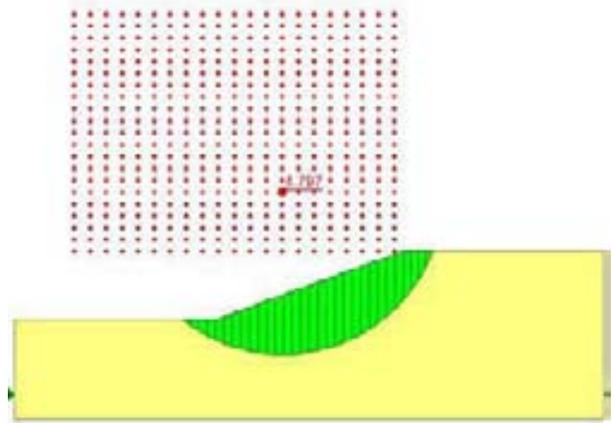
r=20 20° ML Bueno.slz
Janbu



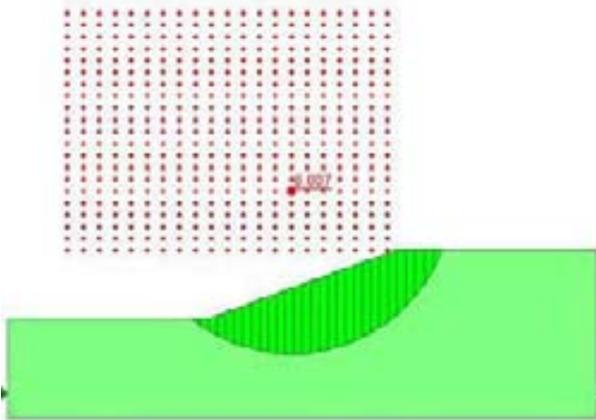
r=20 20° SC Malo.slz
Janbu



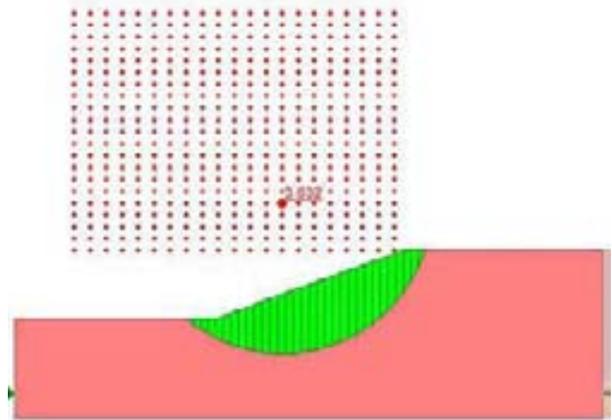
r=20 20° SC Medio.slz
Janbu



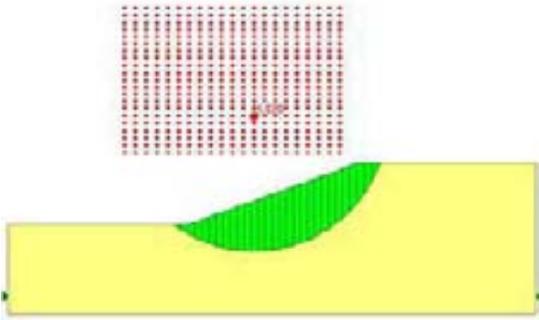
r=20 20° SC Bueno.slz
Janbu



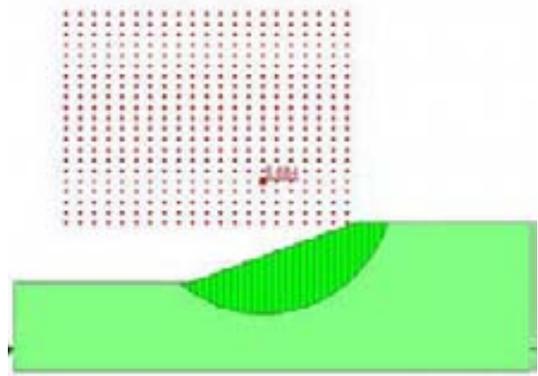
r=20 20° SM Malo.slz
Janbu



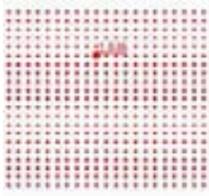
r=20 20° SM Medio.slz
Janbu



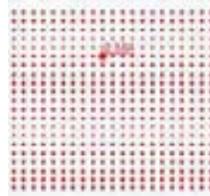
r=20 20° SM Bueno.slz
Janbu



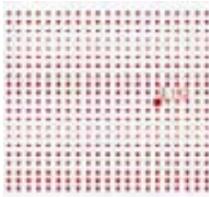
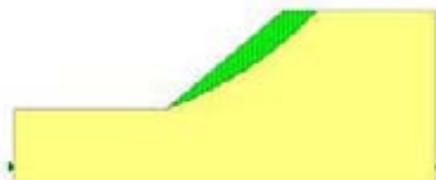
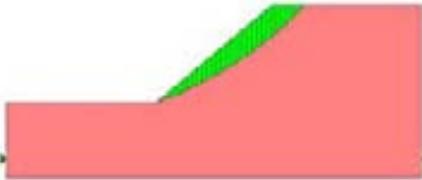
2. Largo= 20m. Inclinación= 40°



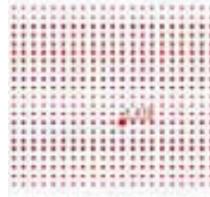
r=20 40° GC Malo s/z Janbu



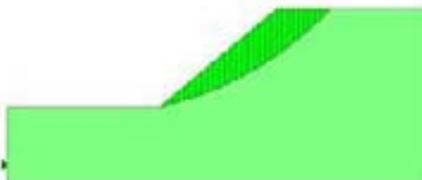
r=20 40° GC Medio s/z Janbu



r=20 40° GC Bueno s/z Janbu

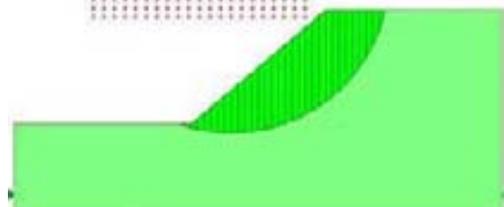
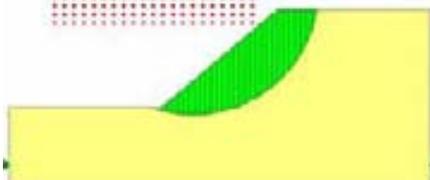
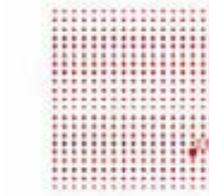


r=20 40° ML Malo s/z Janbu

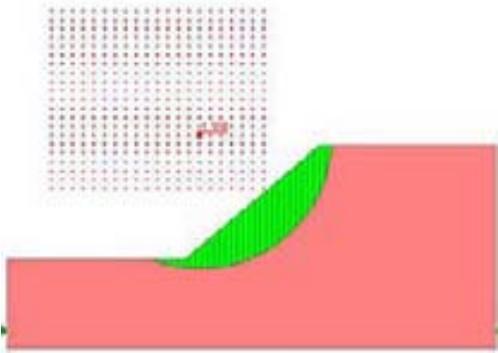


r=20 40° ML Medio s/z Janbu

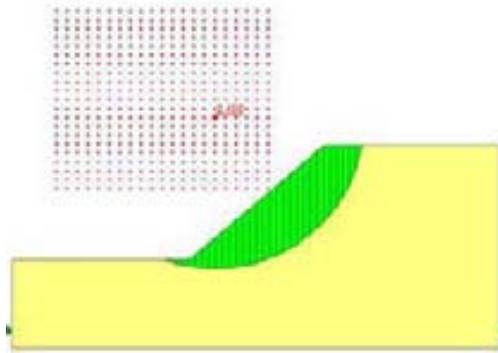
r=20 40° ML Bueno s/z Janbu



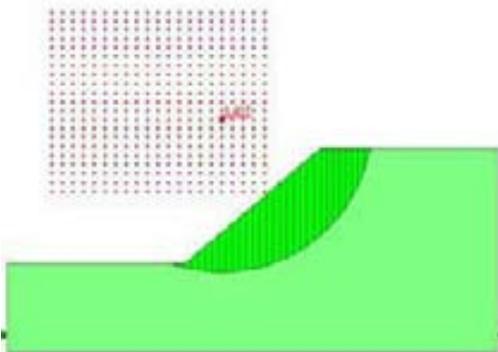
r=20 40° NC Male s/z
Janbu



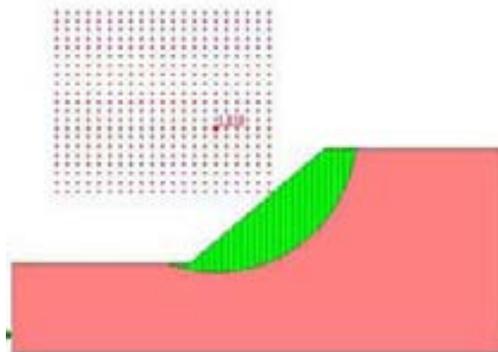
r=20 40° NC Male s/z
Janbu



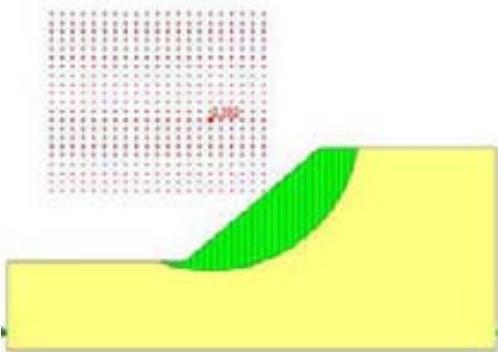
r=20 40° NC Ruano s/z
Janbu



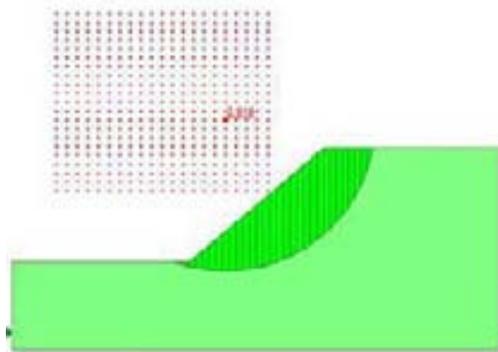
r=20 40° NM Male s/z
Janbu



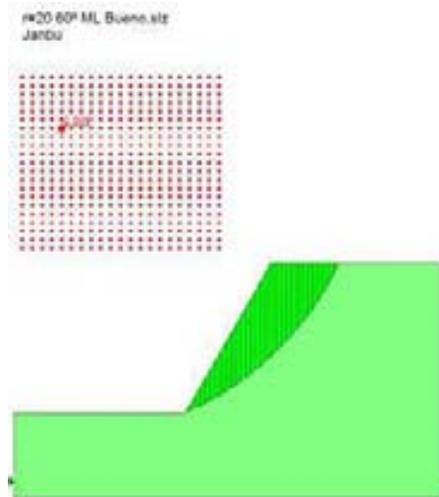
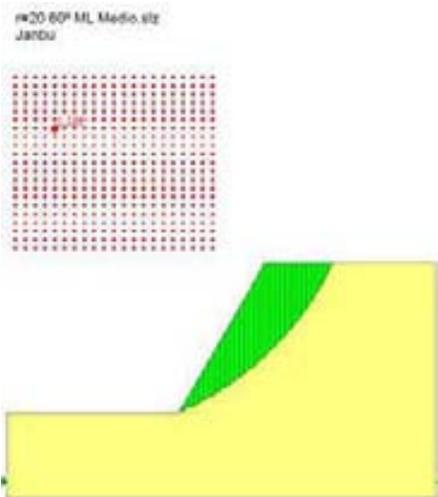
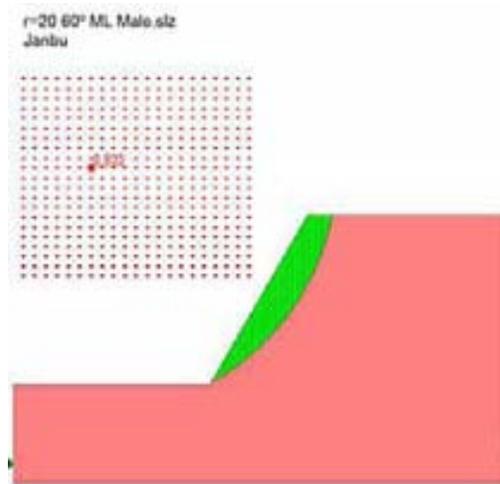
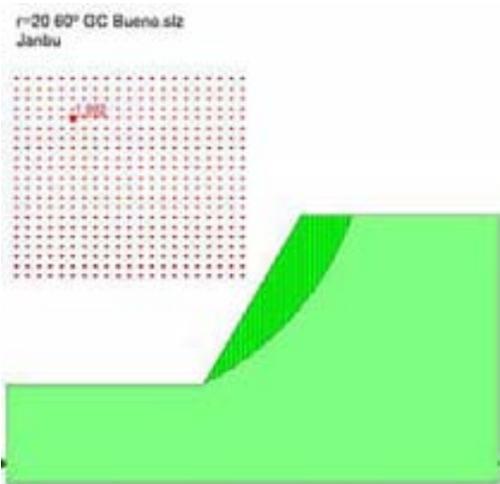
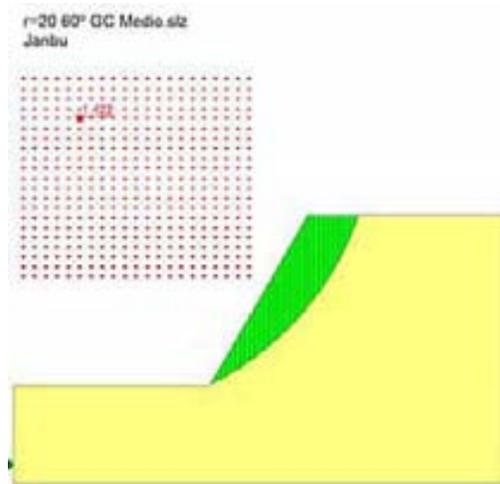
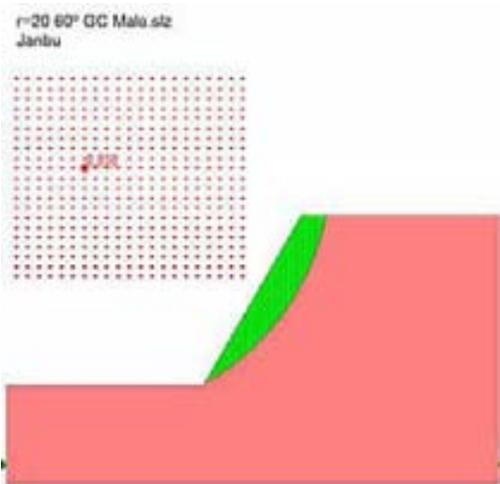
r=20 40° NM Male s/z
Janbu



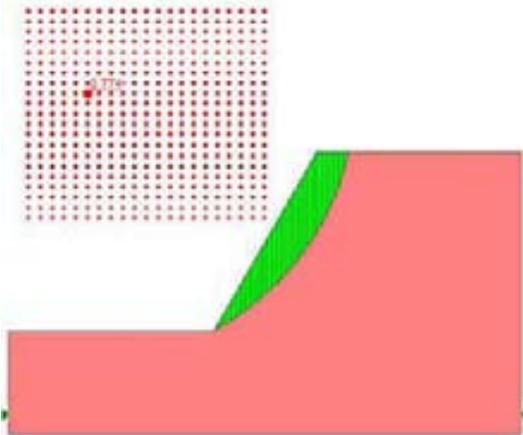
r=20 40° NM Ruano s/z
Janbu



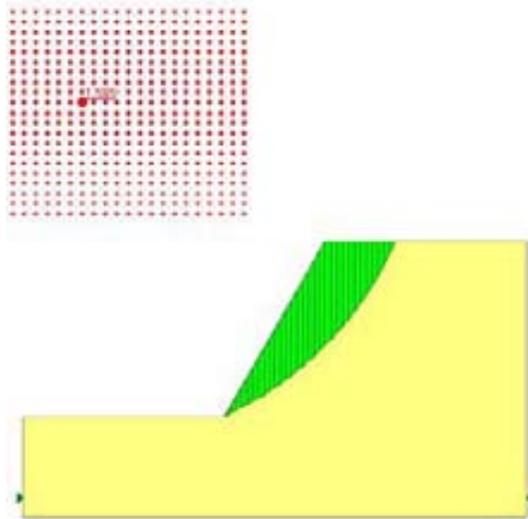
3. Largo= 20m. Inclinación= 60°



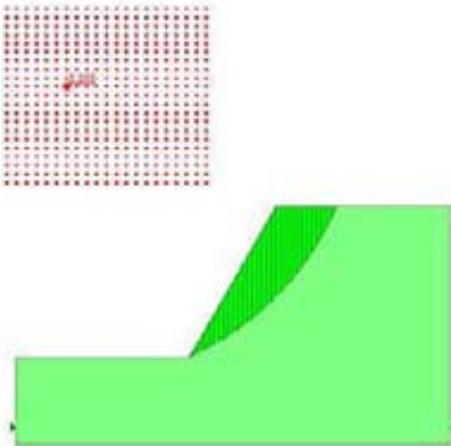
r=20 60° 5C Malo.siz
Janbu



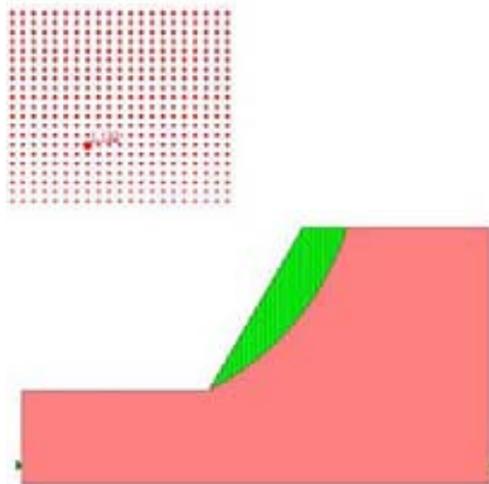
r=20 60° 5C Medio.siz
Janbu



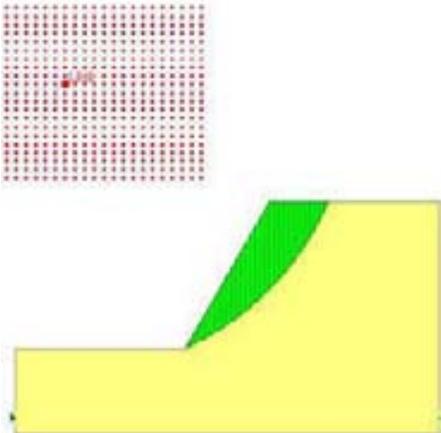
r=20 60° 5C Buono.siz
Janbu



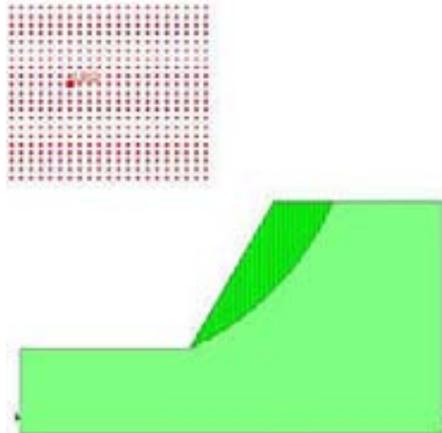
r=20 60° 5M Malo.siz
Janbu



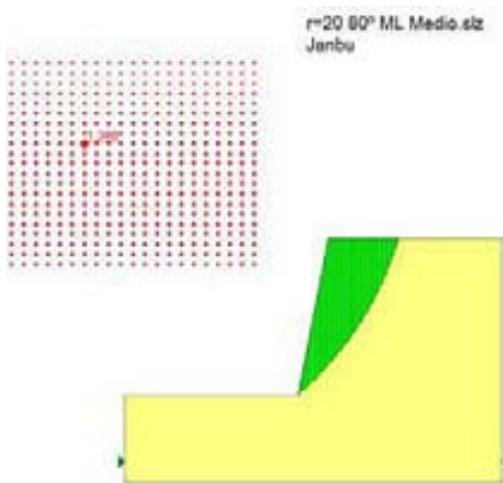
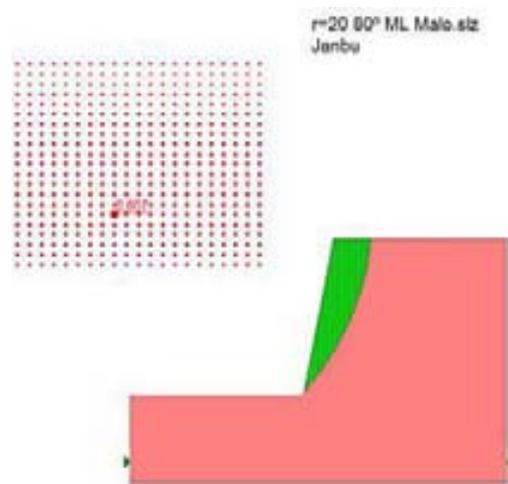
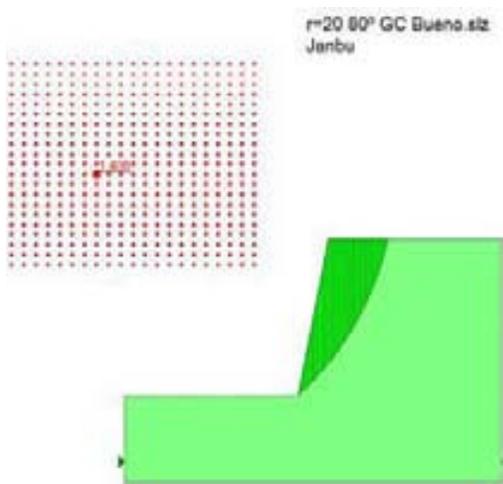
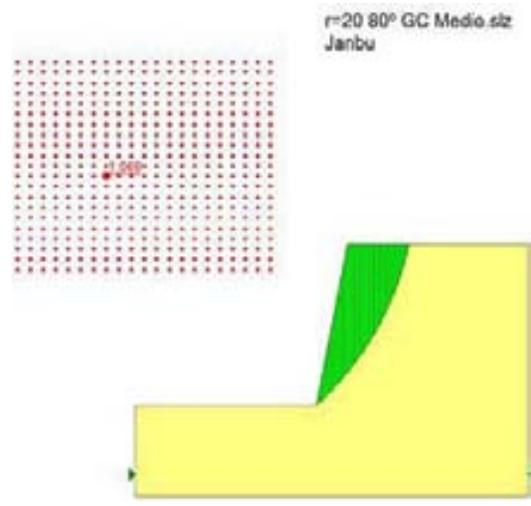
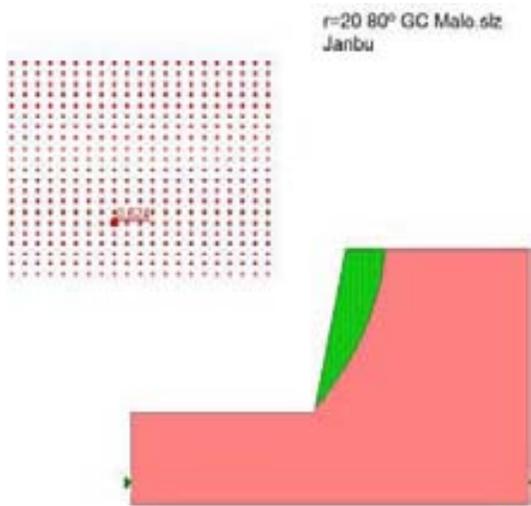
r=20 60° 5M Medio.siz
Janbu

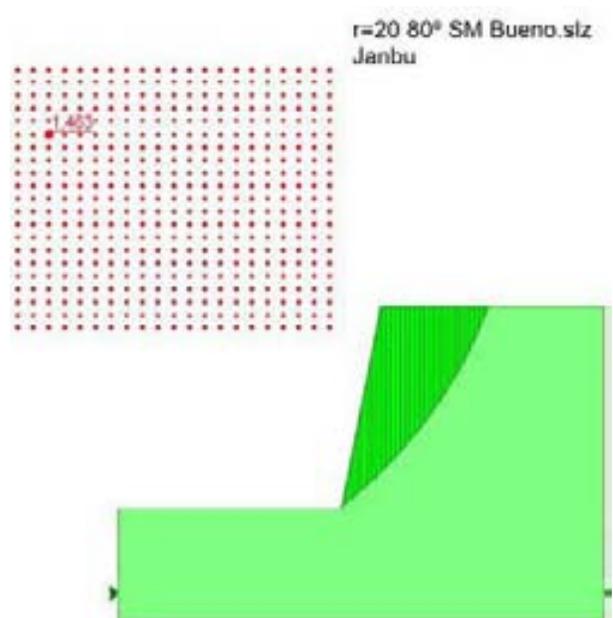
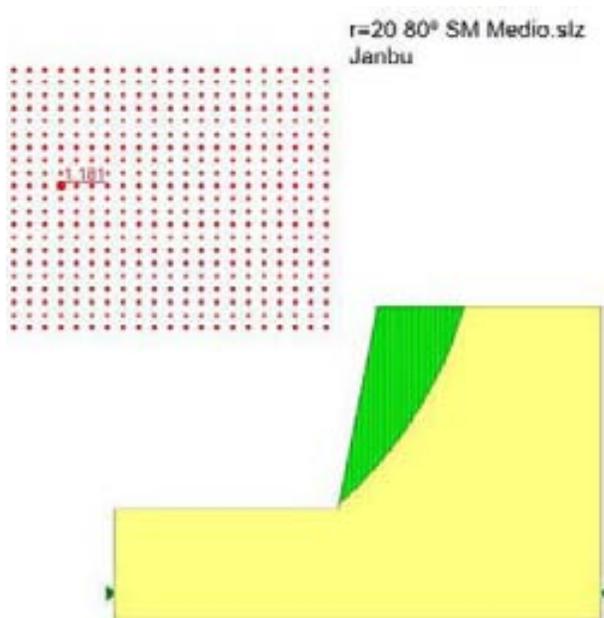
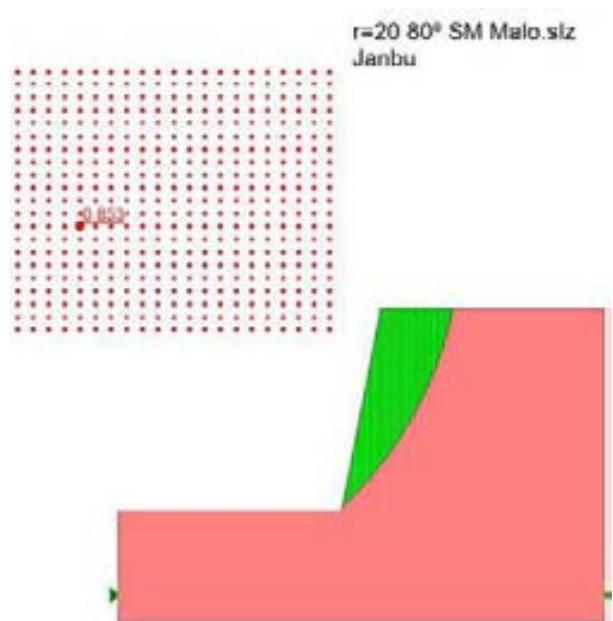
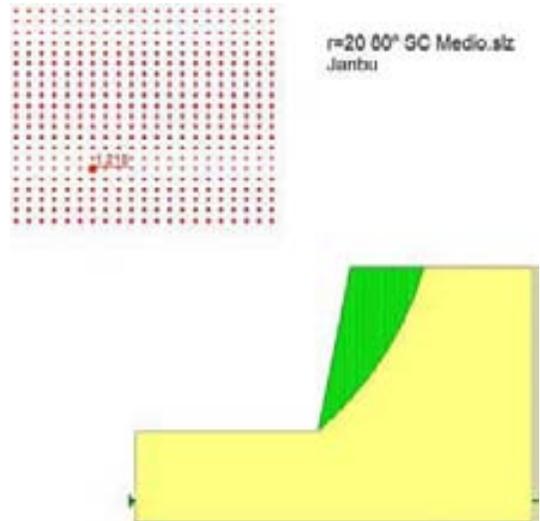
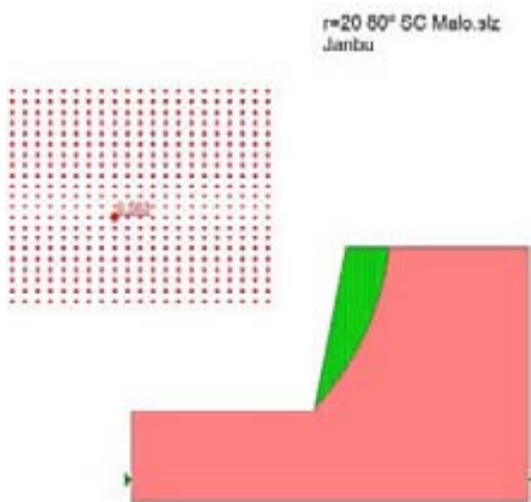


r=20 60° 5M Buono.siz
Janbu

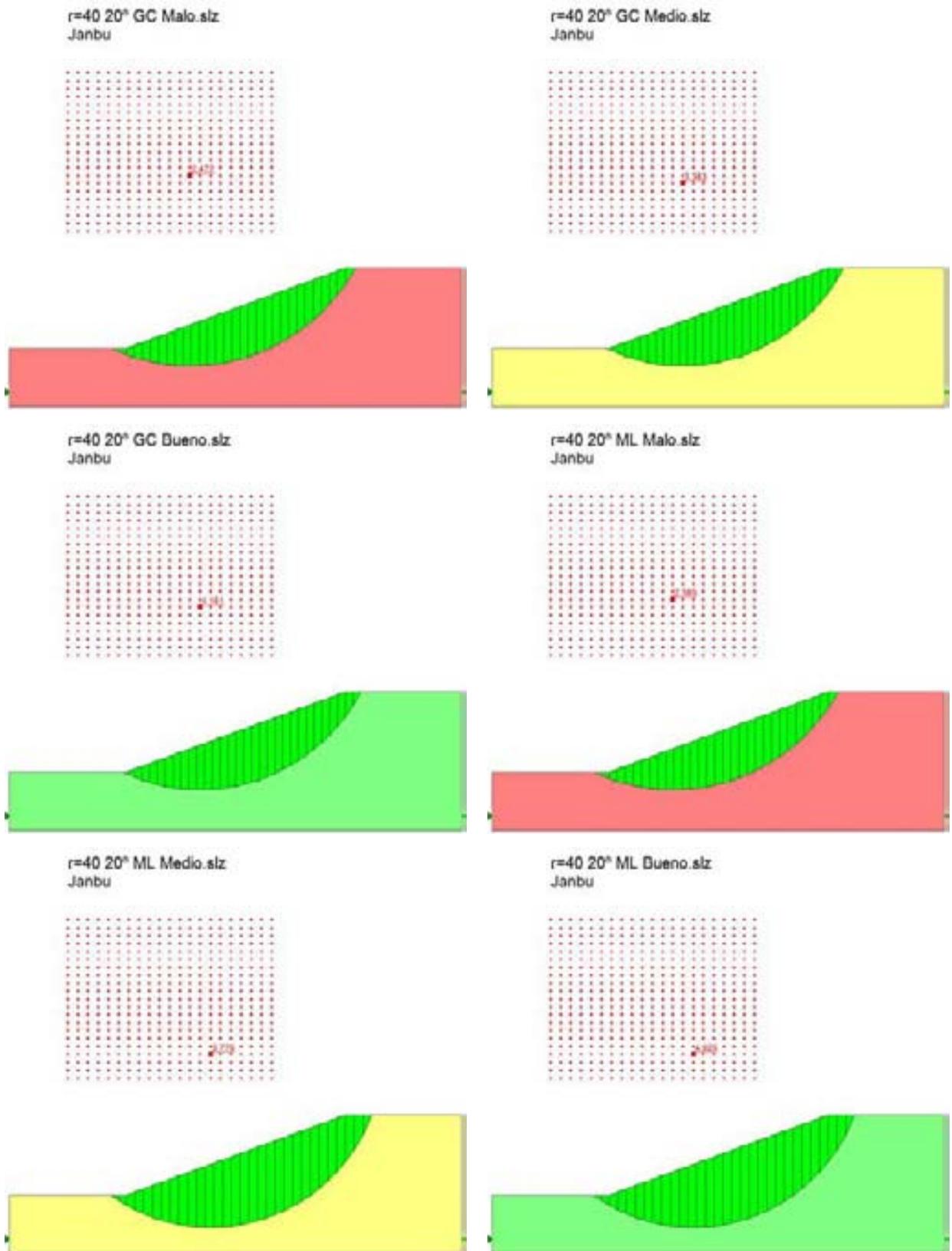


4. Largo= 20m. Inclinación= 80°

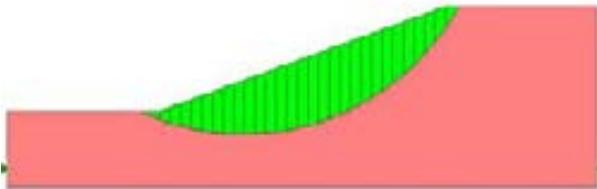
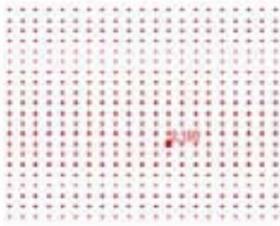




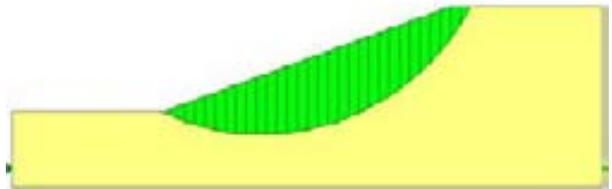
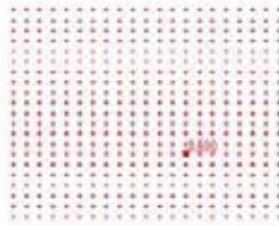
5. Largo= 40m. Inclinación= 20°



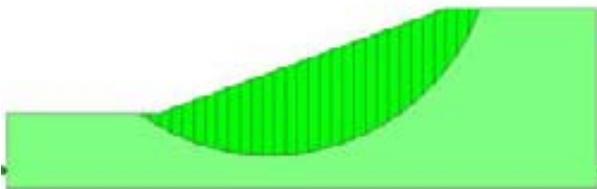
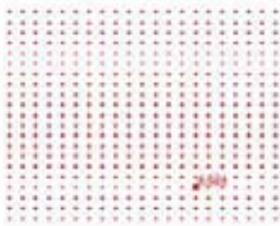
r=40 20° SC Malo.slz
Janbu



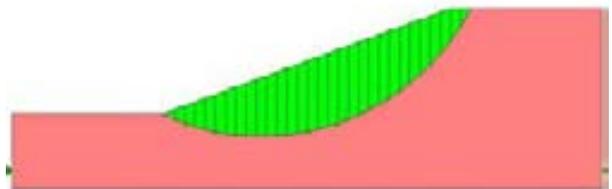
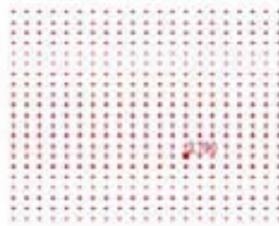
r=40 20° SC Medio.slz
Janbu



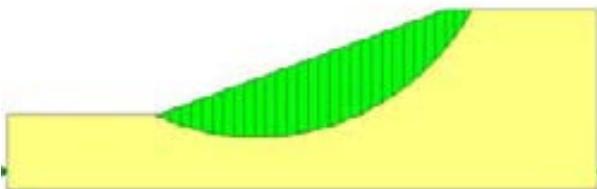
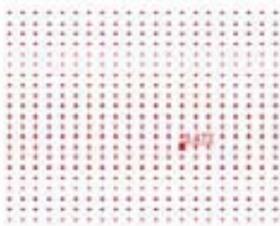
r=40 20° SC Bueno.slz
Janbu



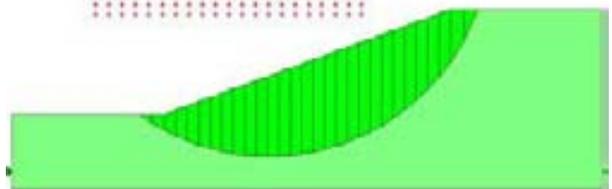
r=40 20° SM Malo.slz
Janbu



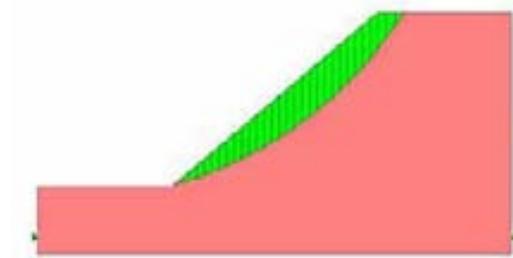
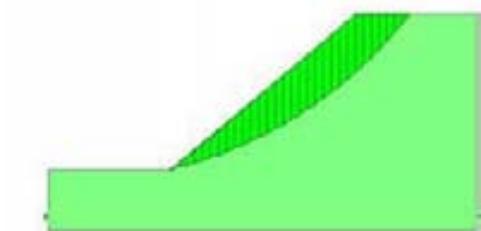
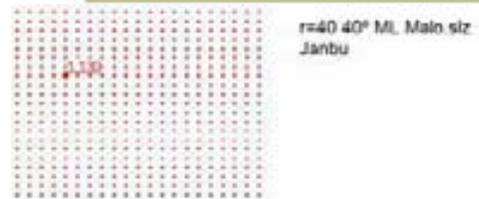
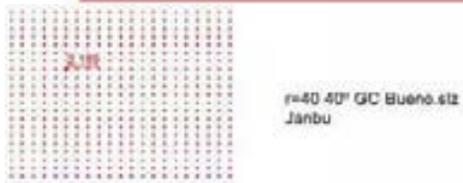
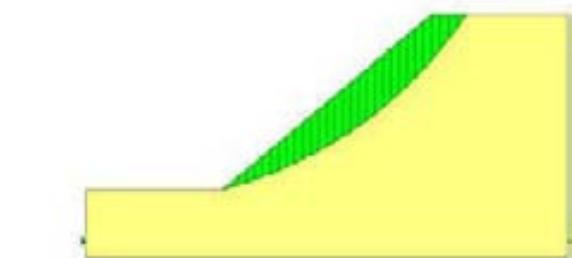
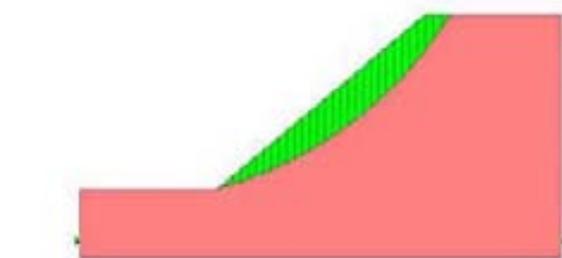
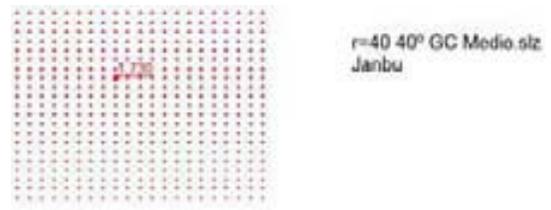
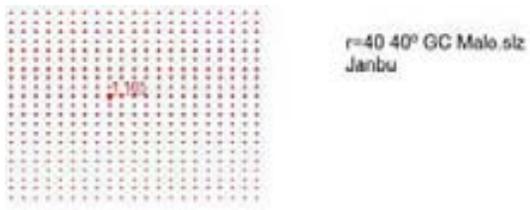
r=40 20° SM Medio.slz
Janbu



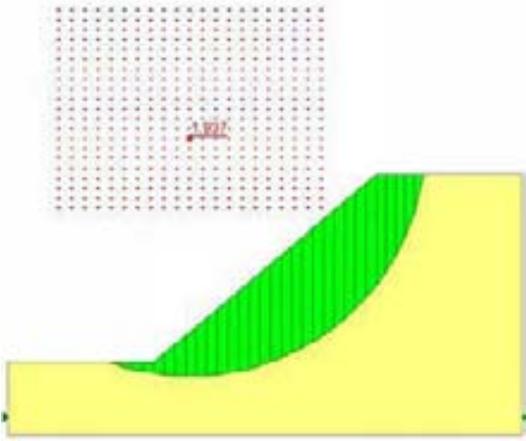
r=40 20° SM Bueno.slz
Janbu



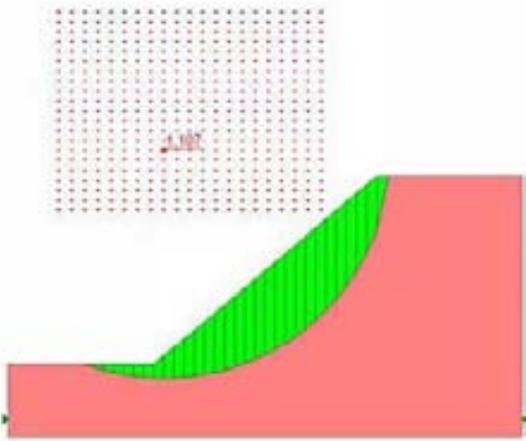
6. Largo= 40m. Inclinación= 40°



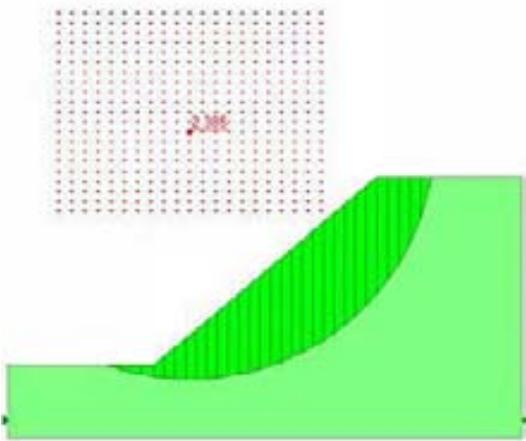
r=40 40° ML Medio slz
Janbu



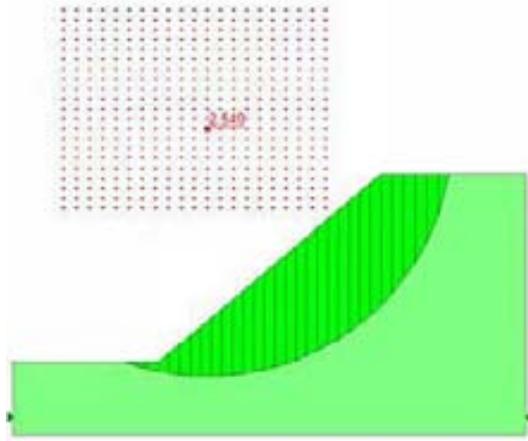
r=40 40° SC Mulo slz
Janbu



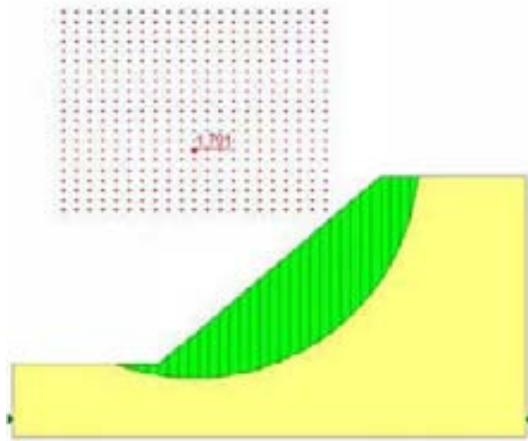
r=40 40° SC Bueno slz
Janbu



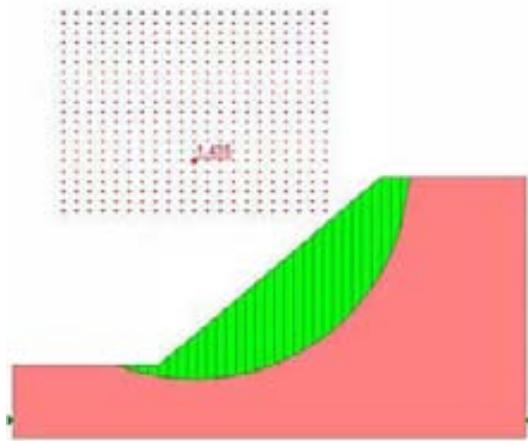
r=40 40° ML Bueno slz
Janbu



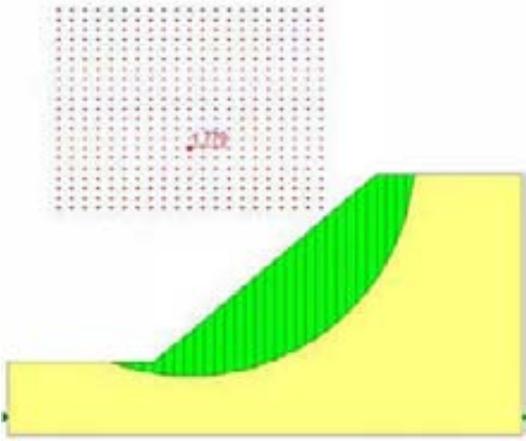
r=40 40° SC Medio slz
Janbu



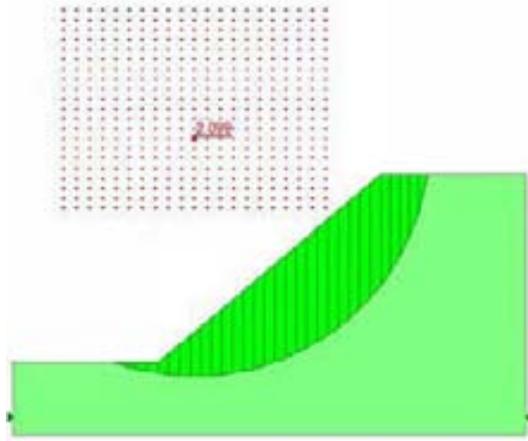
r=40 40° SM Mulo slz
Janbu



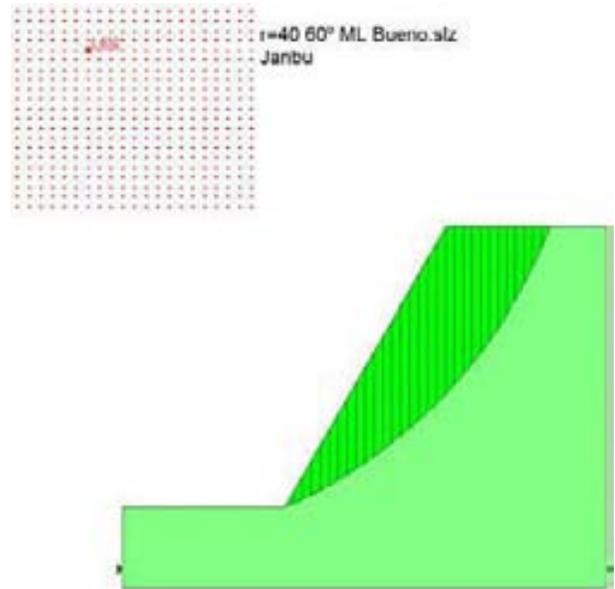
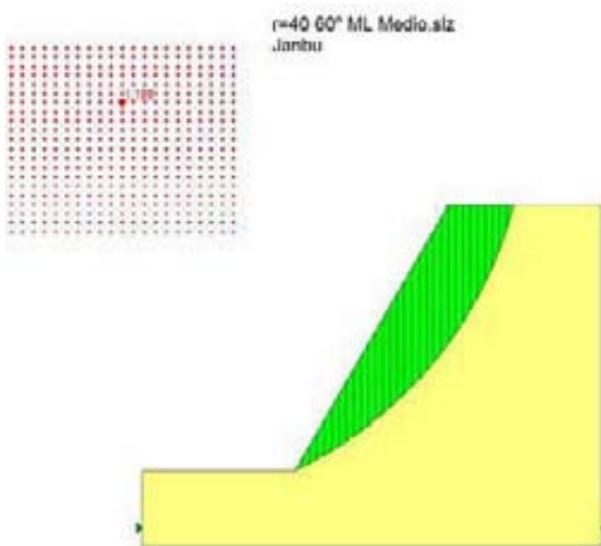
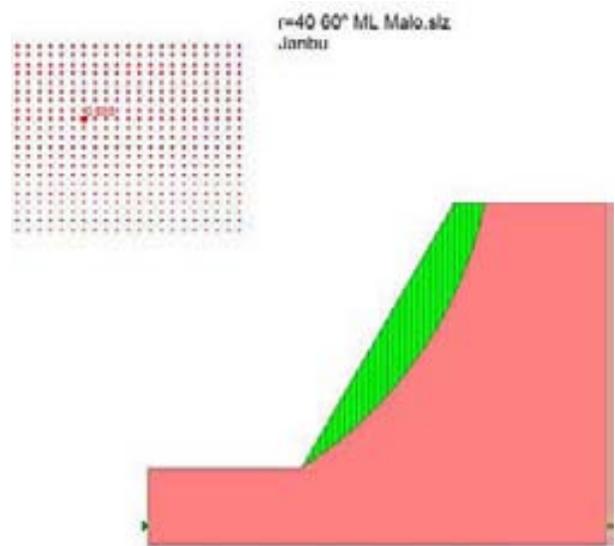
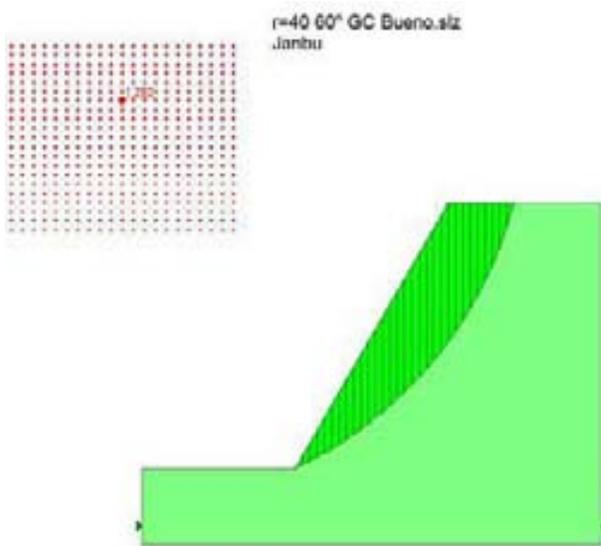
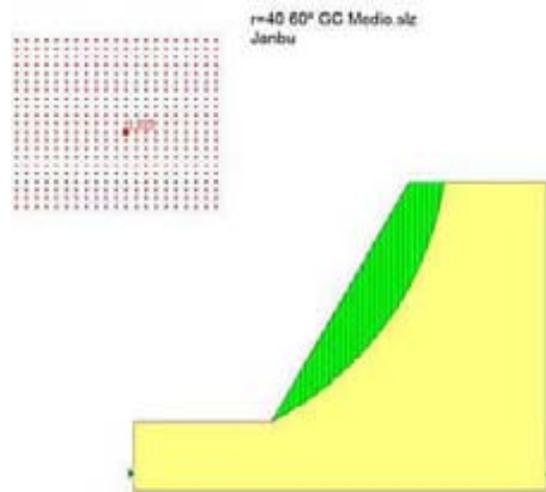
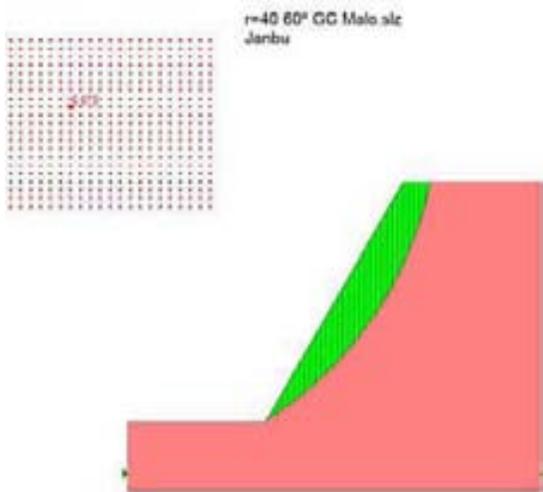
r=40 40° SM Medio slz
Janbu

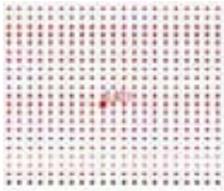


r=40 40° SM Bueno slz
Janbu

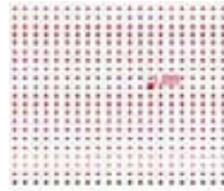


7. Largo= 40m. Inclinación= 60°

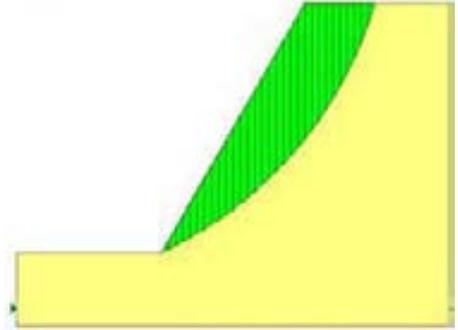
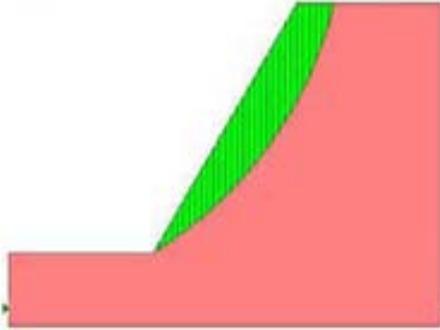




r=40 60° SC Malo.siz
Janbu



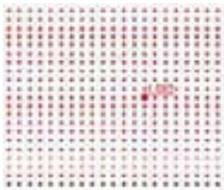
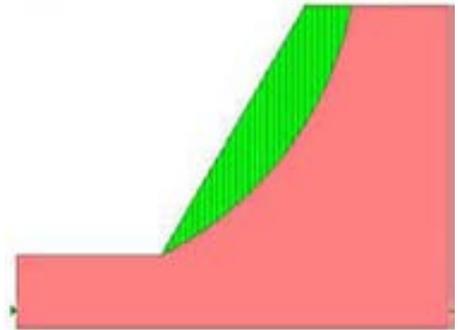
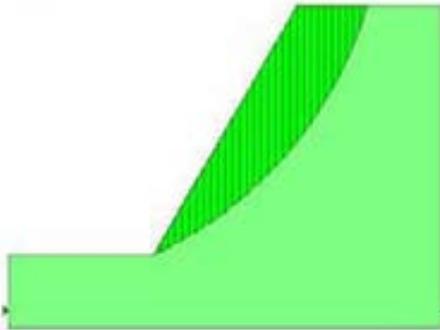
r=40 60° SC Medio.siz
Janbu



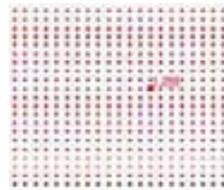
r=40 60° SC Bueno.siz
Janbu



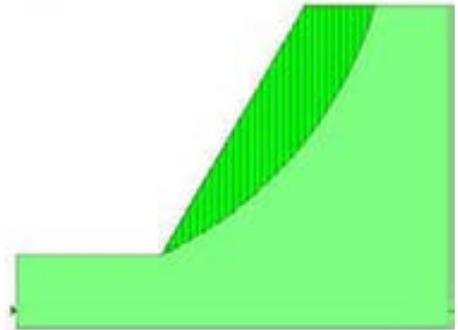
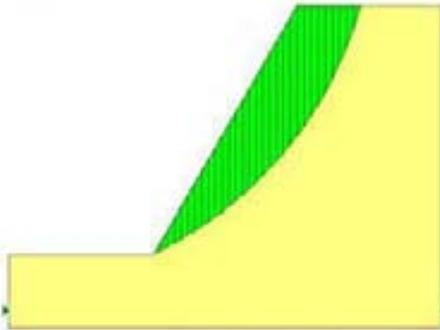
r=40 60° SM Malo.siz
Janbu



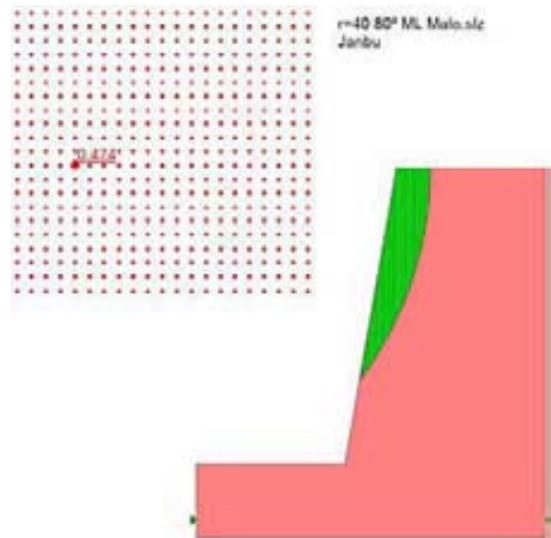
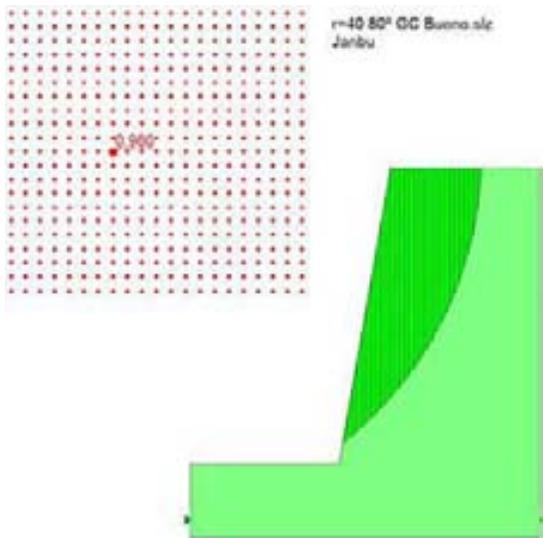
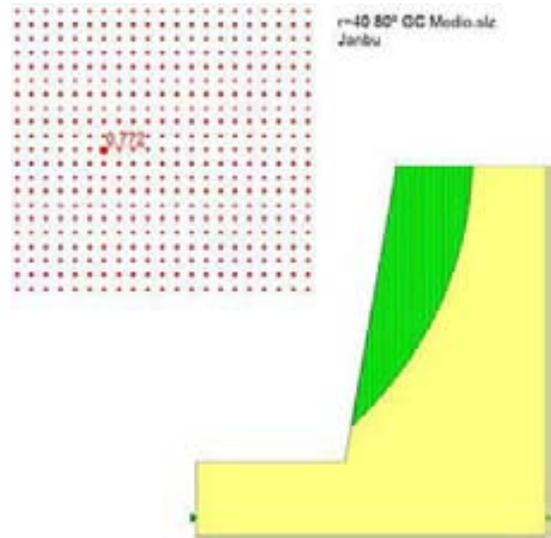
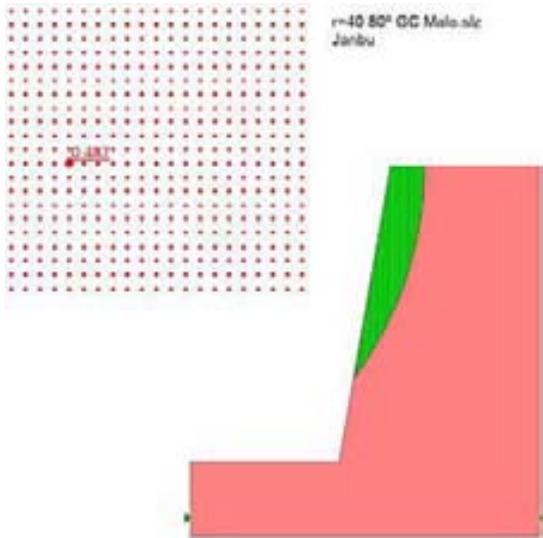
r=40 60° SM Medio.siz
Janbu

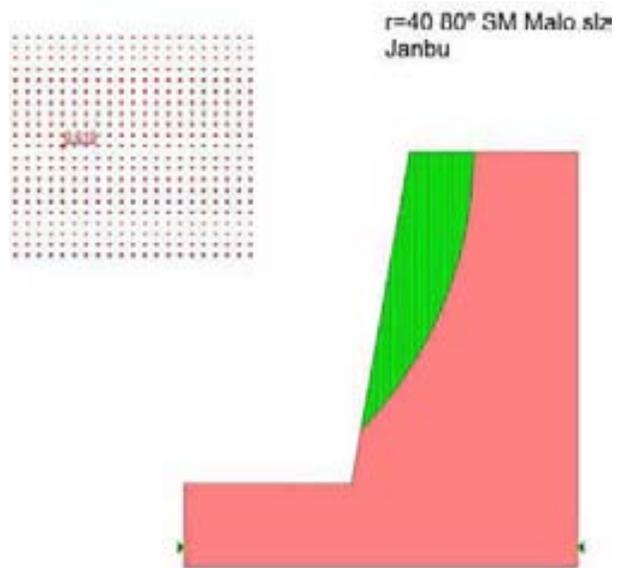
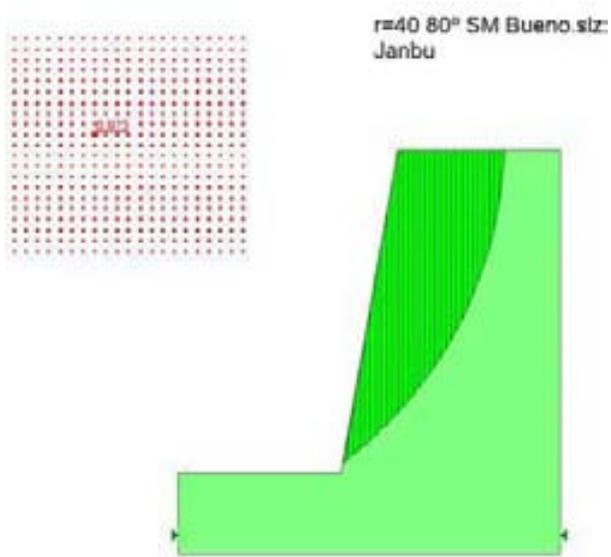
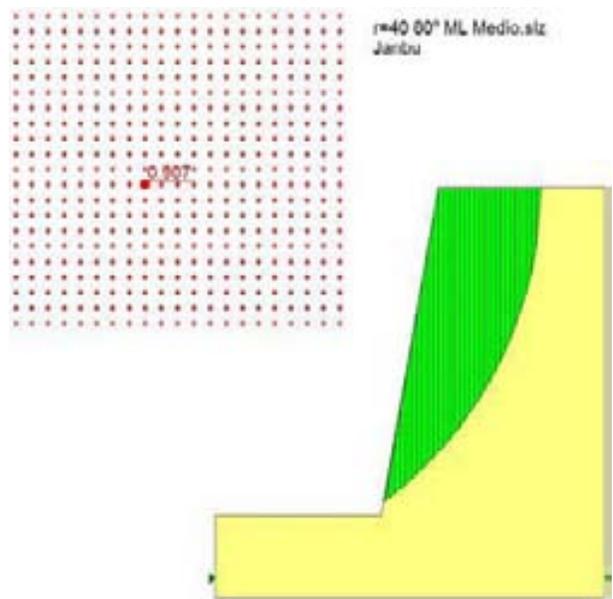
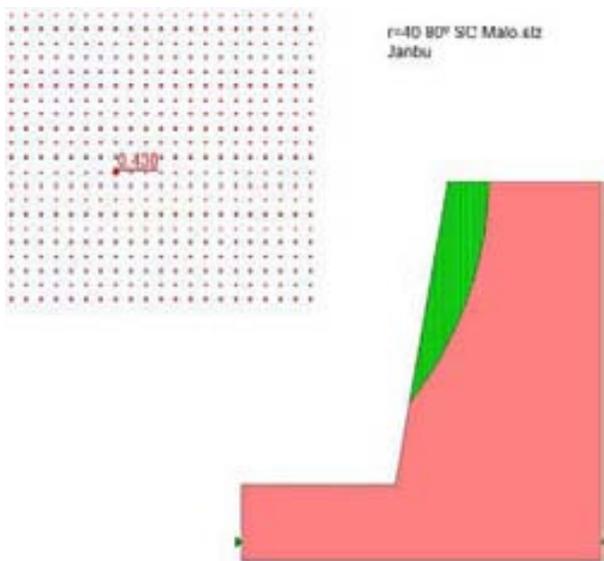
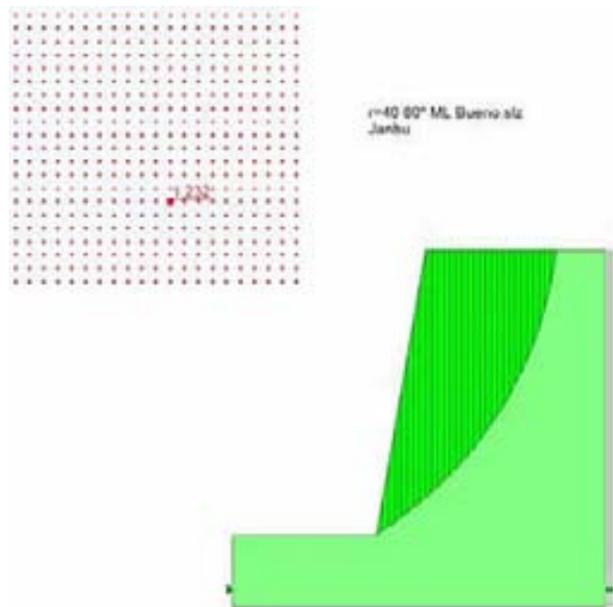
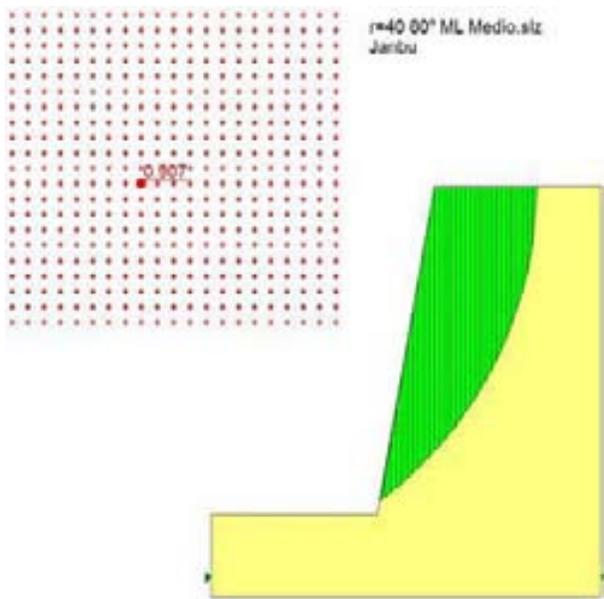


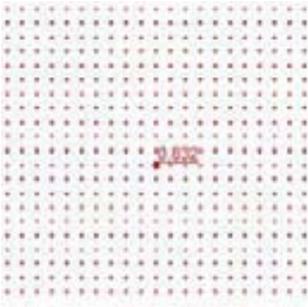
r=40 60° SM Bueno.siz
Janbu



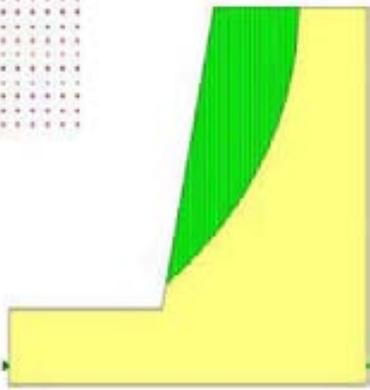
8. Largo= 40m. Inclinación= 80°



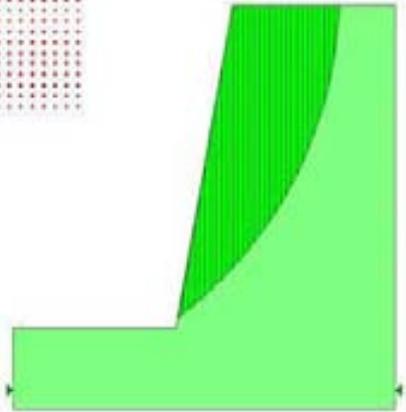




r=40 80° SC Medio.stz:
Janbu

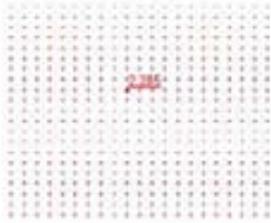


r=40 80° SM Bueno.stz:
Janbu

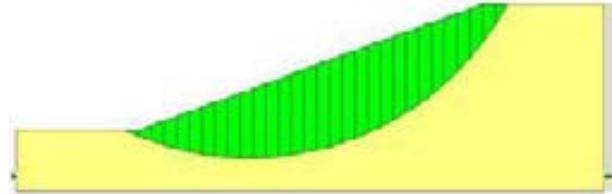
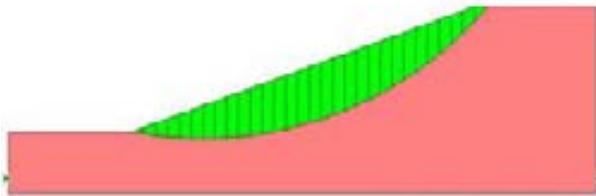
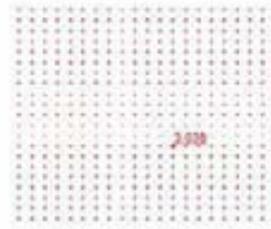


9. Largo= 60m. Inclinación= 20°

r=60 20° GO Medio.siz.
Janbu



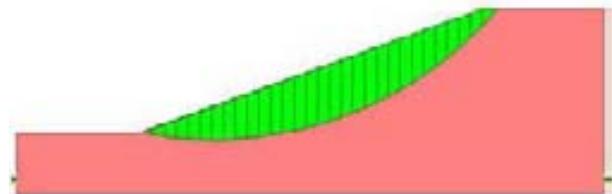
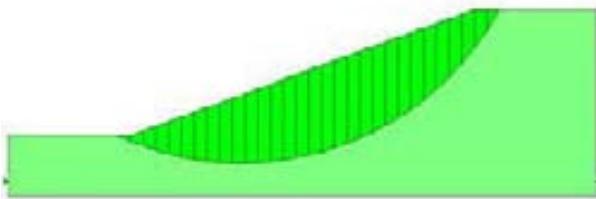
r=60 20° GO Medio.siz.
Janbu

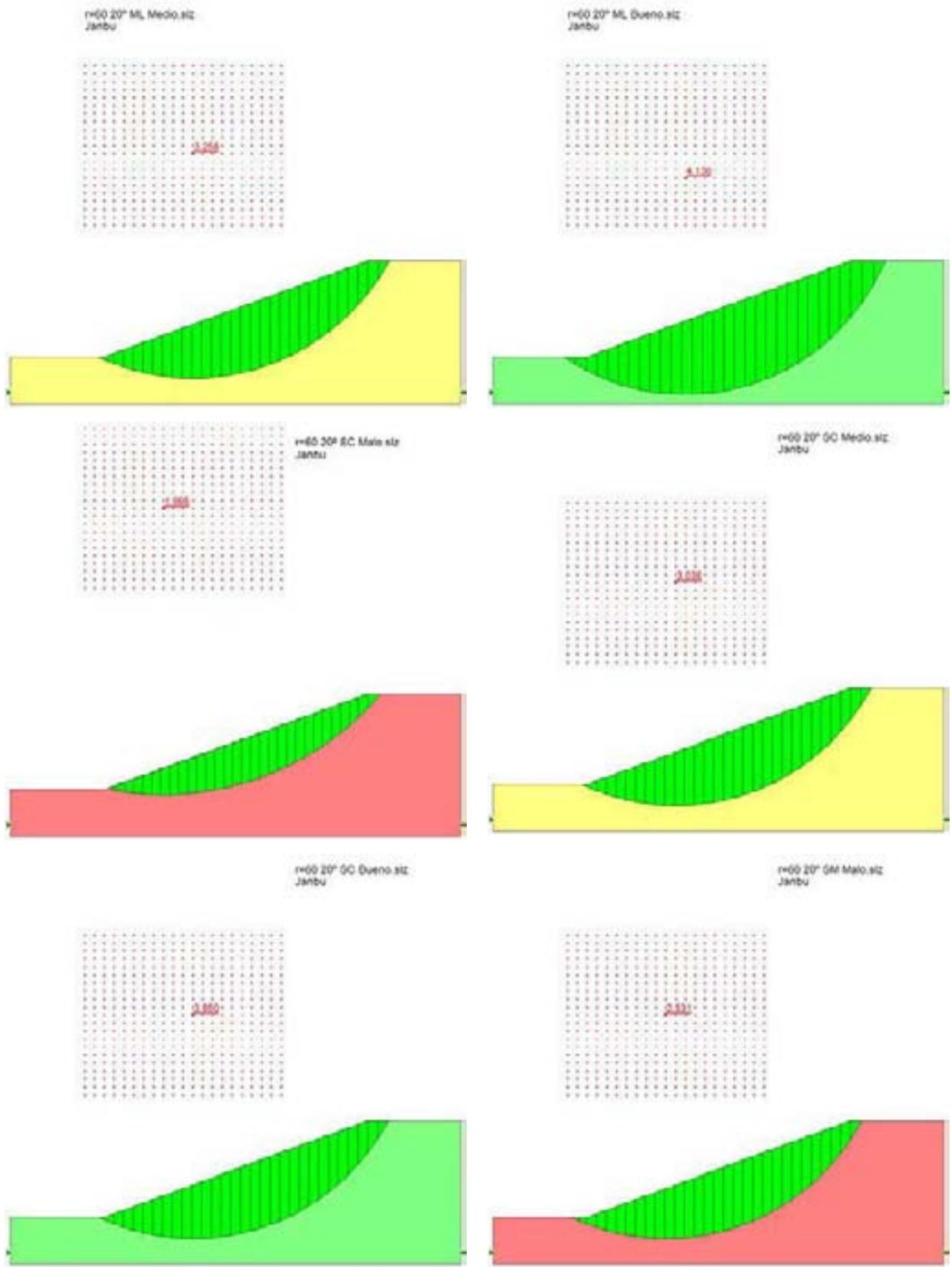


r=60 20° GO Bueno.siz.
Janbu

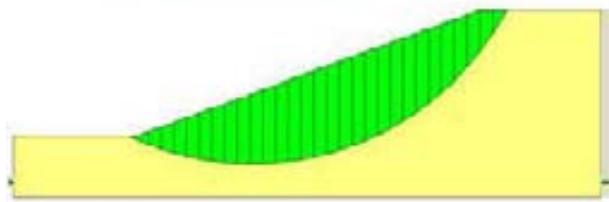
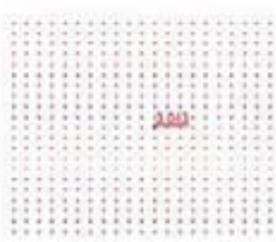


r=60 20° ML. Malo.siz.
Janbu

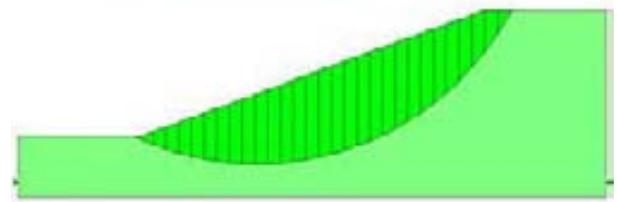
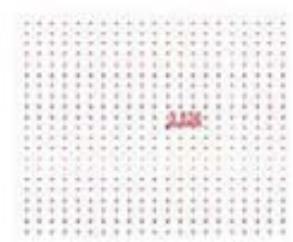




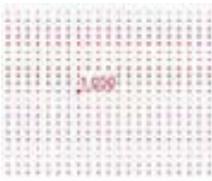
r=00 20° 0M Medio. 31Z
Janbu



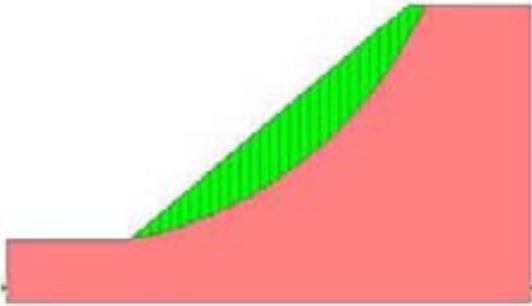
r=00 20° 0M Duero. 31Z
Janbu



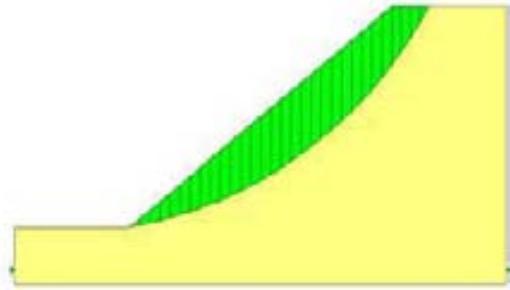
10. Largo= 60m. Inclinación= 40°



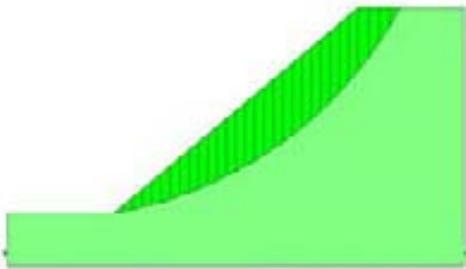
r=60 40° OC 3659.92
Zanja



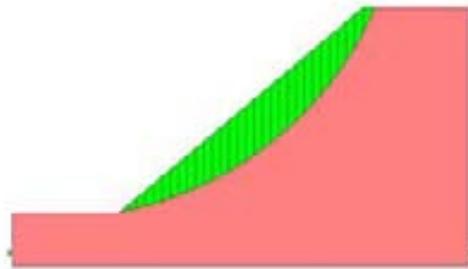
r=60 40° OC 2456.42
Zanja

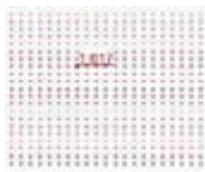


r=60 40° OC 2780.42
Zanja

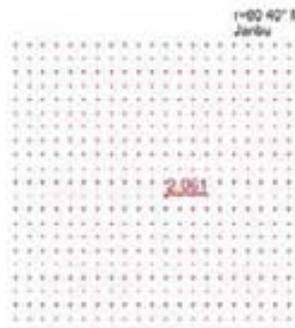
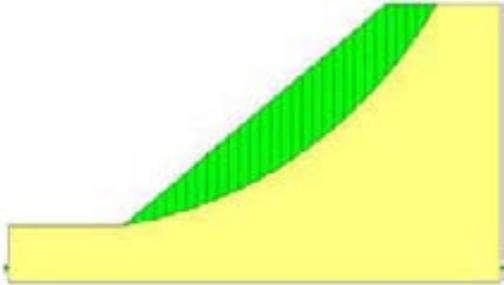


r=60 40° OC 2411.42
Zanja

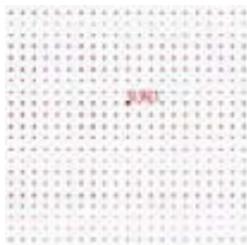
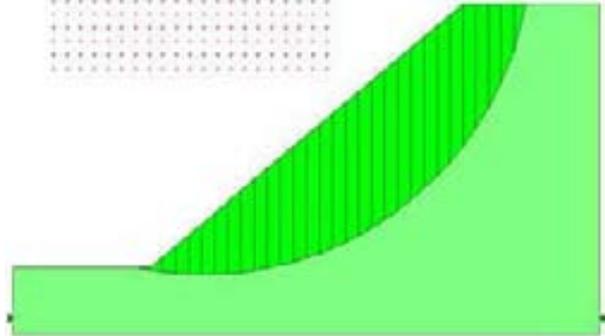




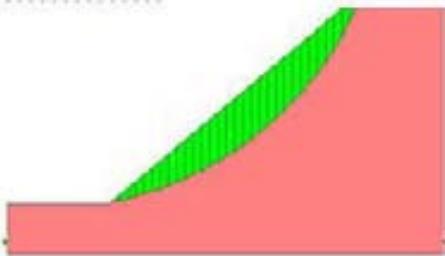
r=60 40' 1A, Medio al Jarbe



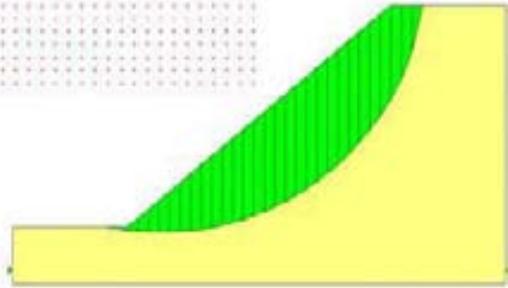
r=60 40' 1B, Medio al Jarbe



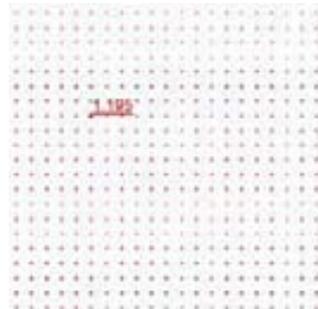
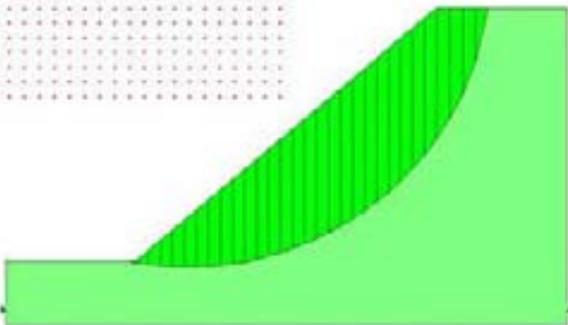
r=60 40' 2C, Medio al Jarbe



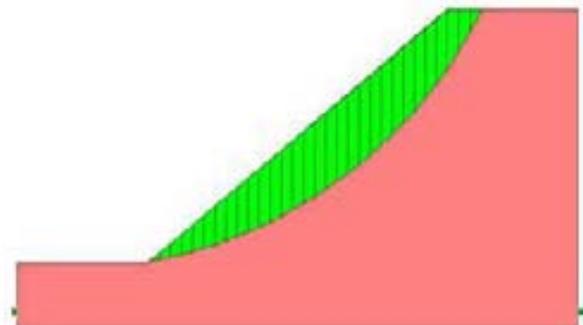
r=60 40' 2C, Medio al Jarbe

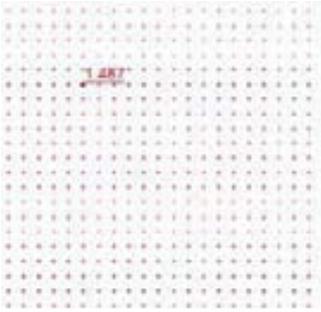


r=60 40' 3C, Medio al Jarbe

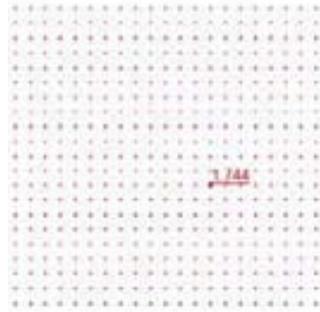
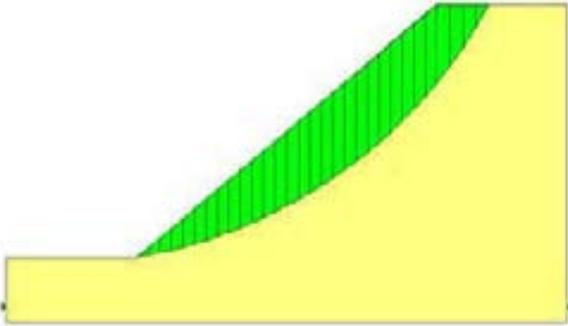


r=60 40' 3M, Medio al Jarbe

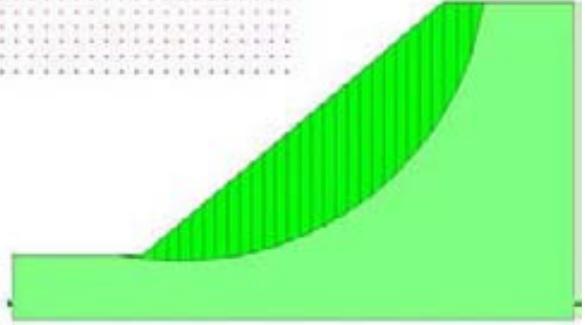




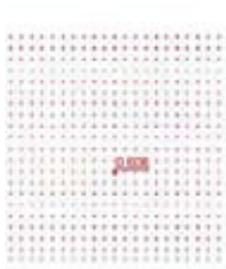
n=00 40° SM Medio al
Zarbo



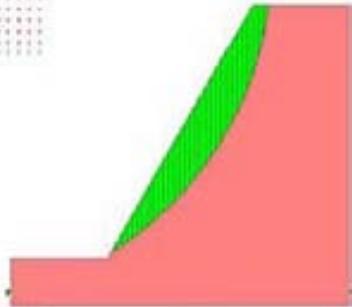
n=00 40° SM Suero al
Zarbo



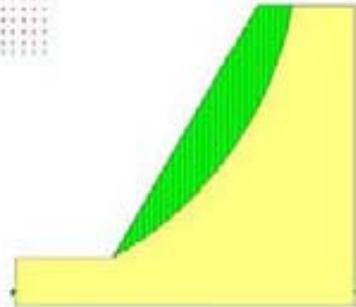
11. Largo= 60m. Inclinación= 60°



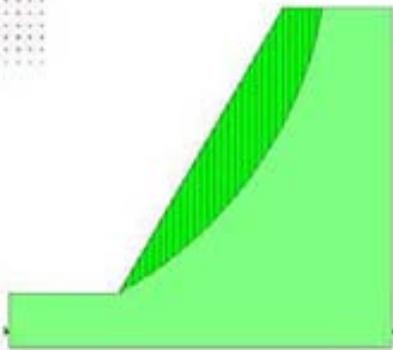
r=60 60° GC Malo.siz
Janbu



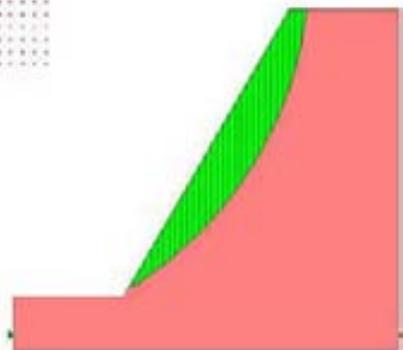
r=60 60° GC Medio.siz
Janbu

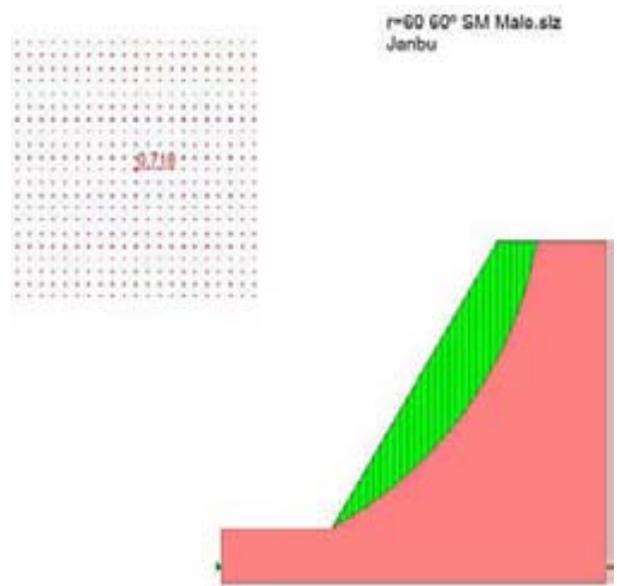
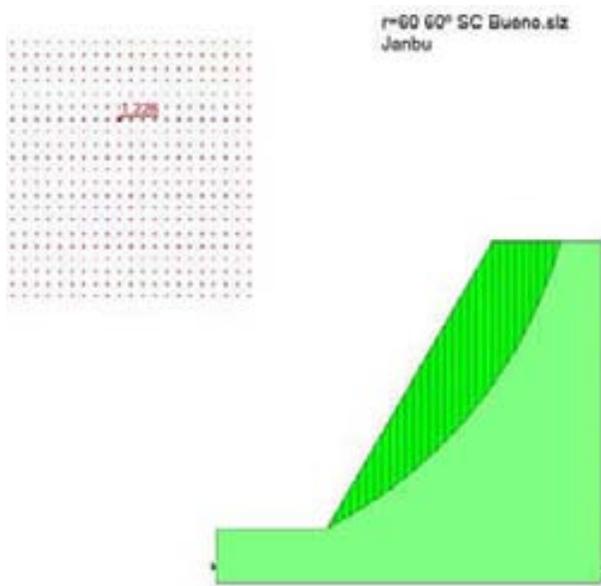
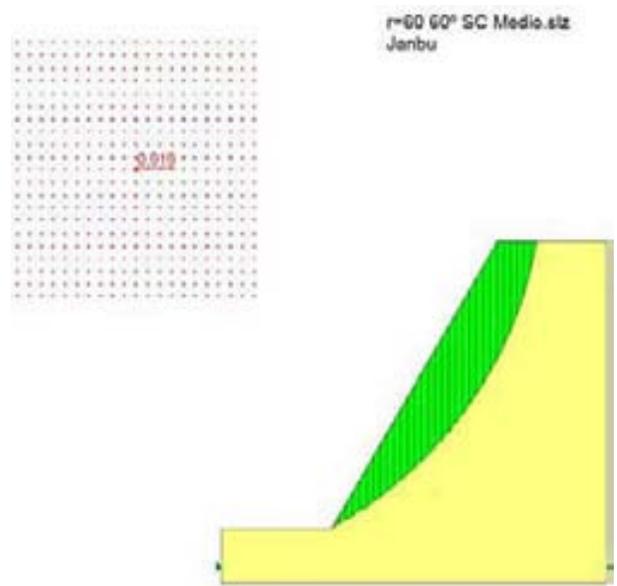
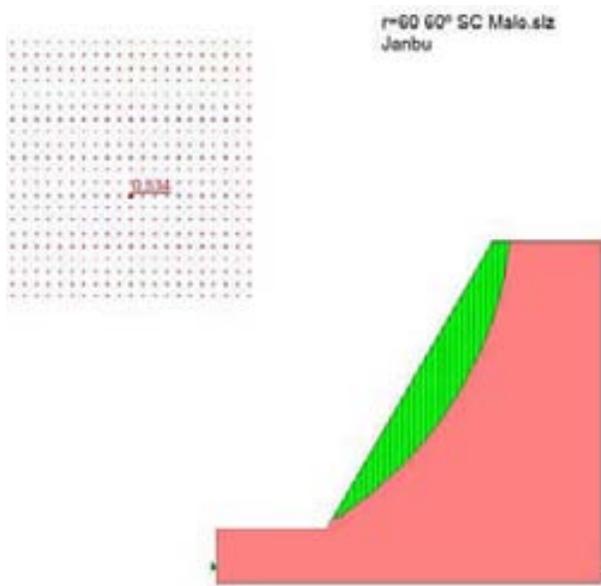
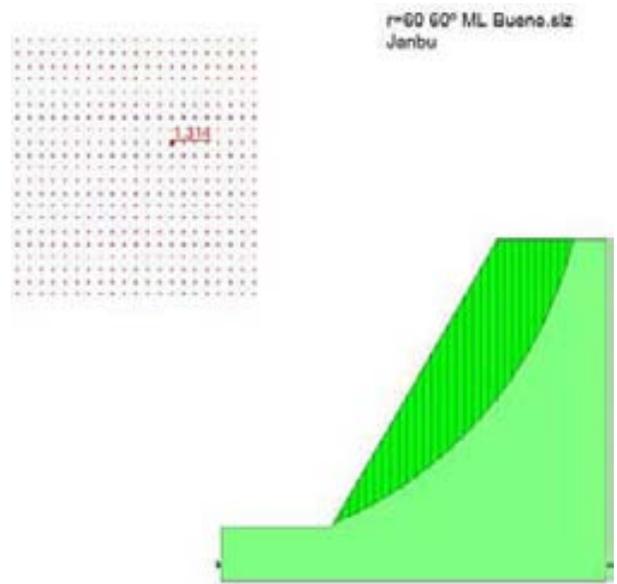
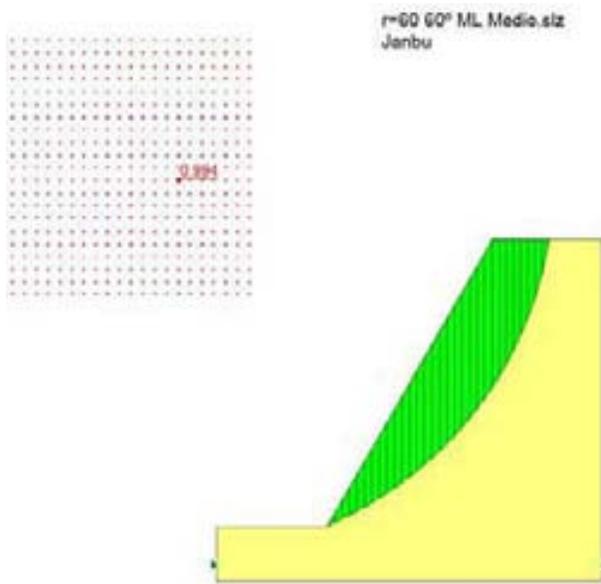


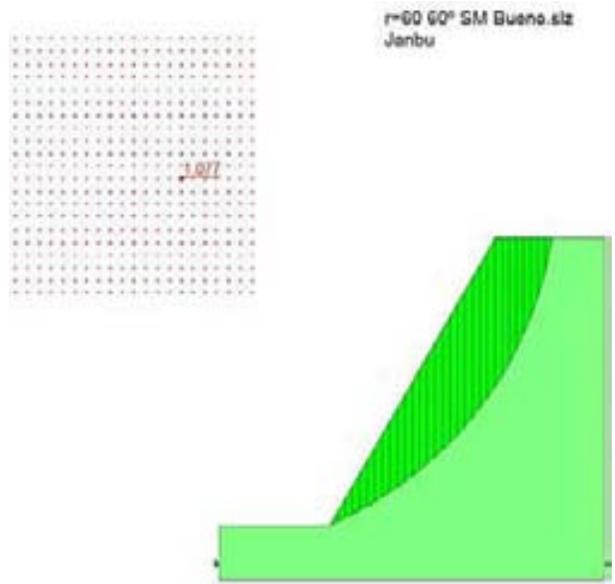
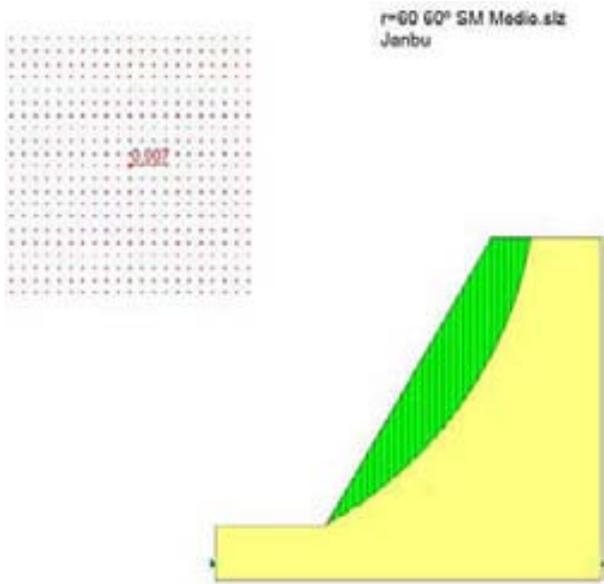
r=60 60° GC Bueno.siz
Janbu



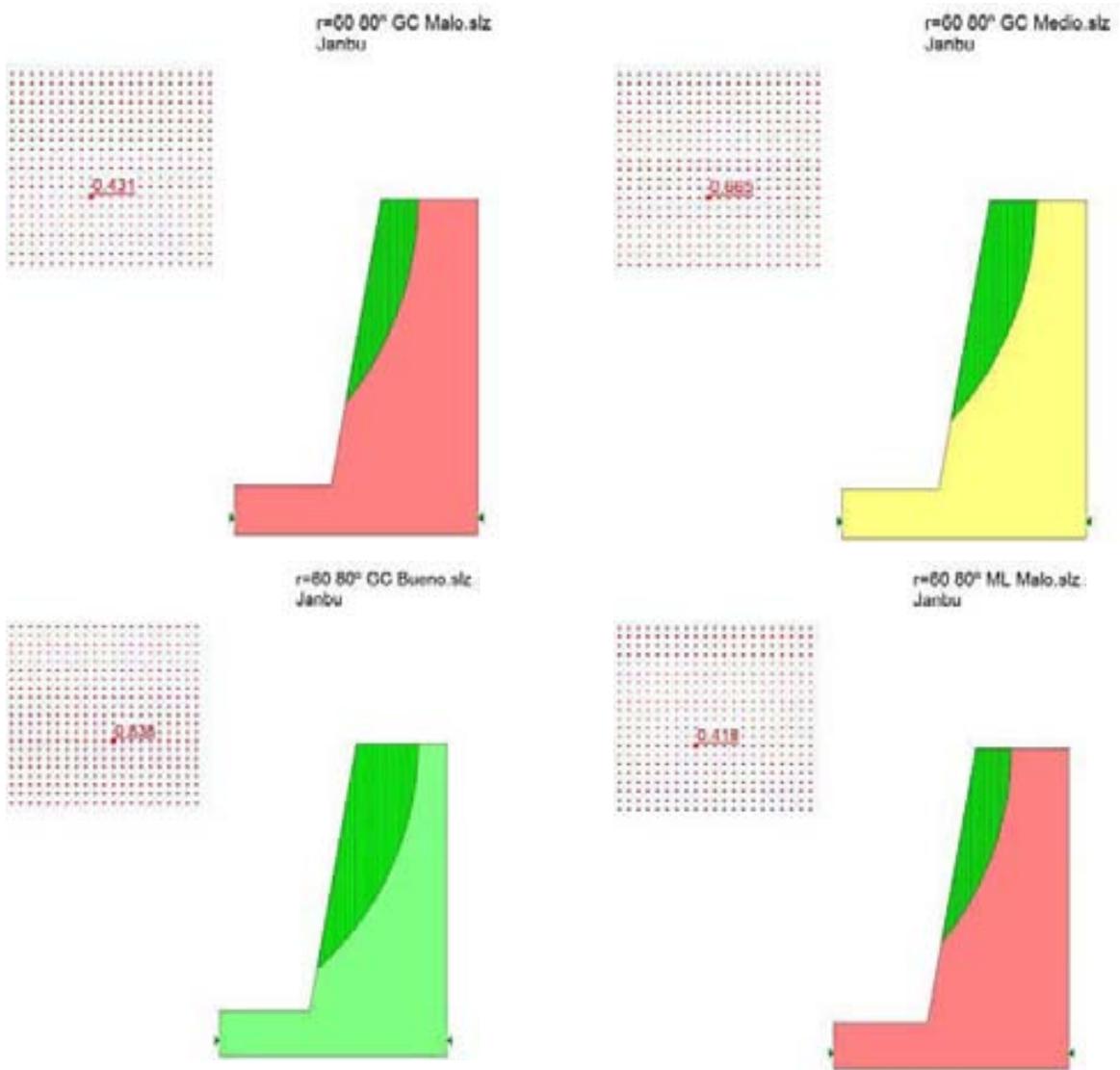
r=60 60° ML Malo.siz
Janbu



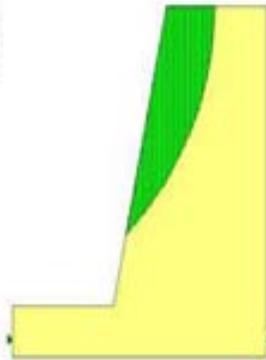




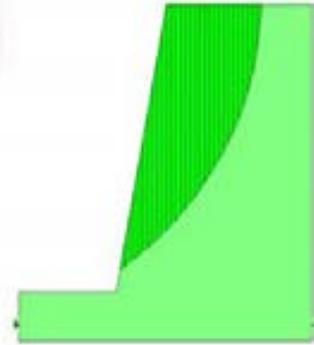
12. Largo= 60m. Inclinación= 80°



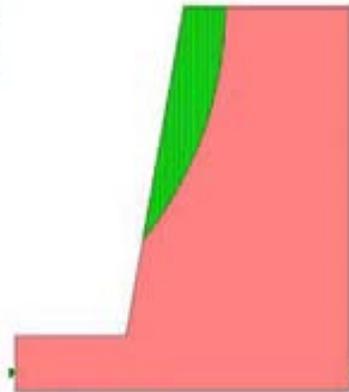
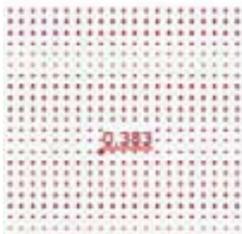
r=60 80° GC Medio.slz
Janbu



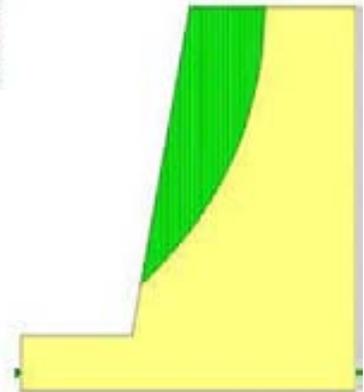
r=60 80° ML Bueno.slz
Janbu



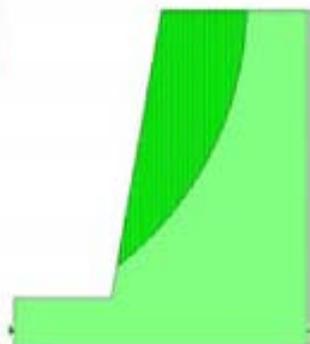
r=60 80° SC Malo.slz
Janbu



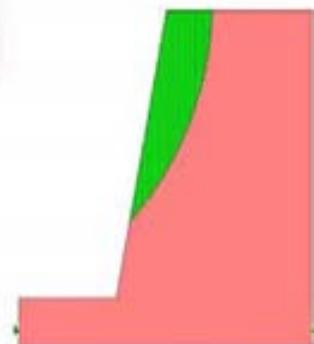
r=60 80° SC Medio.slz
Janbu



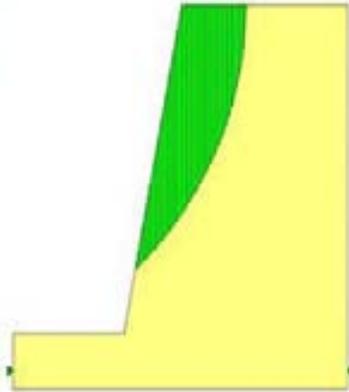
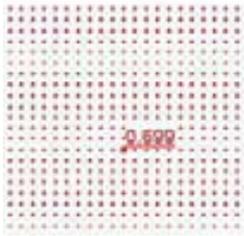
r=60 80° SC Bueno.slz
Janbu



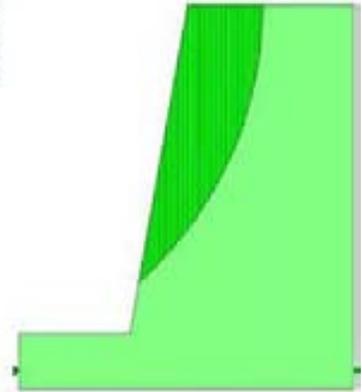
r=60 80° SM Malo.slz
Janbu



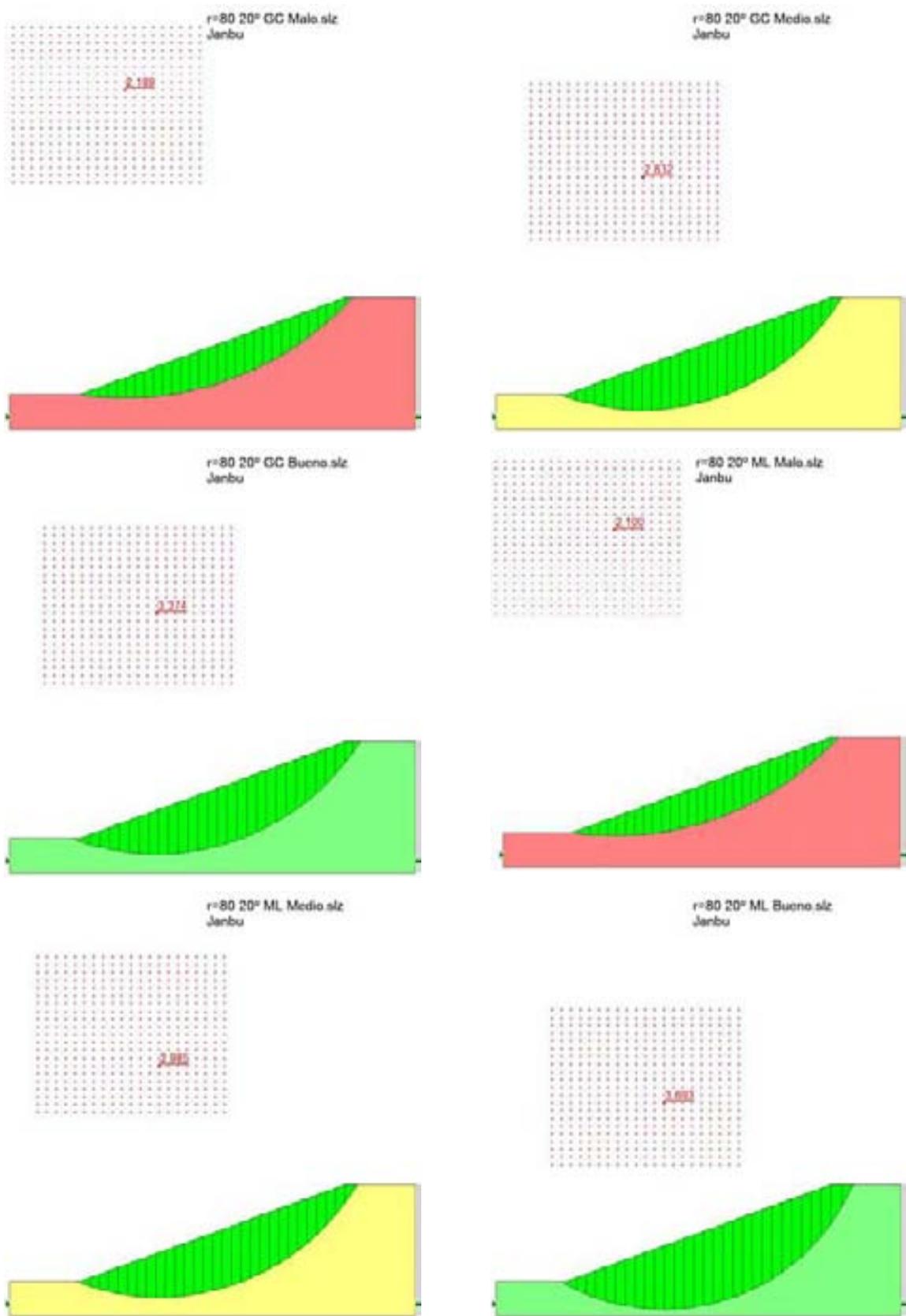
r=60 80° SM Medio slz
Janbu

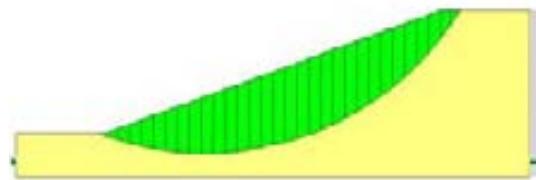
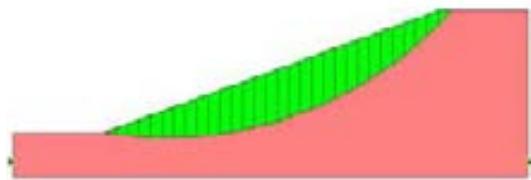
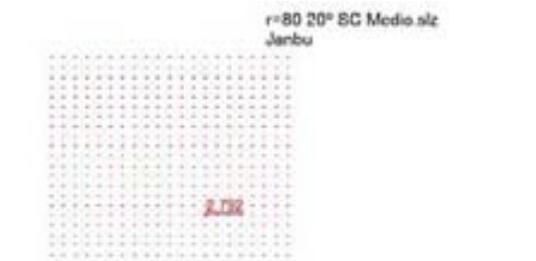
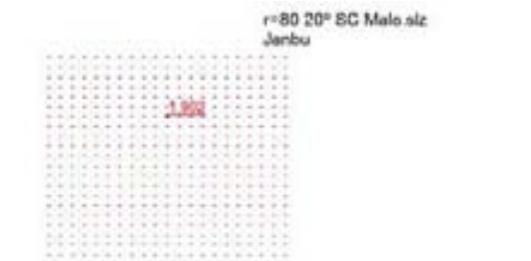


r=60 80° SM Bueno slz
Janbu



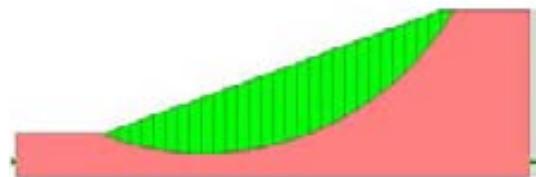
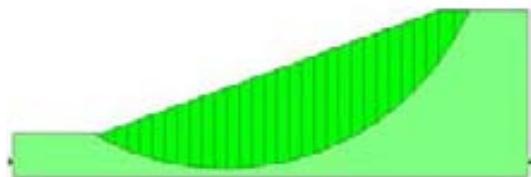
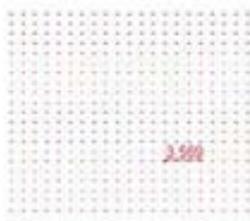
13. Largo= 80m. Inclinación= 20°





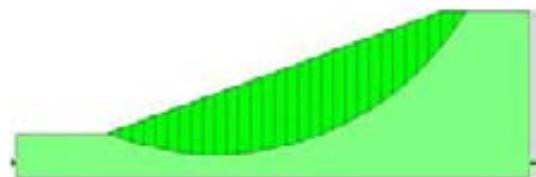
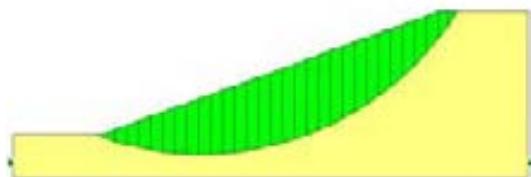
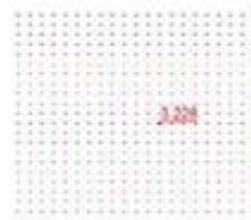
r=80 20° EG Buono slz
Janbu

r=80 20° EM Malo slz
Janbu

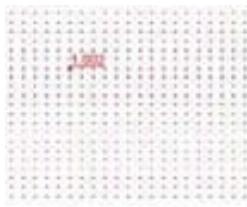


r=80 20° EM Medio slz
Janbu

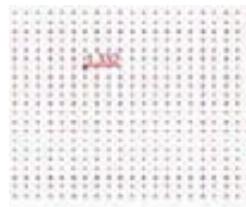
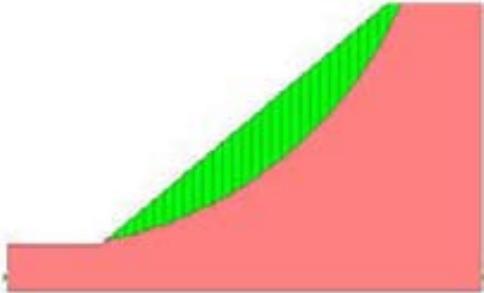
r=80 20° EM Buono slz
Janbu



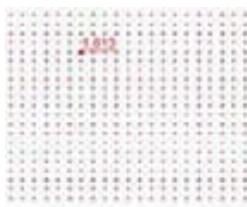
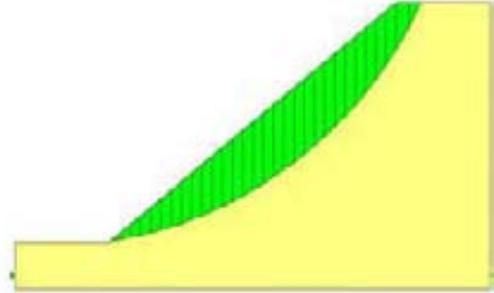
14. Largo= 80m. Inclinación= 40°



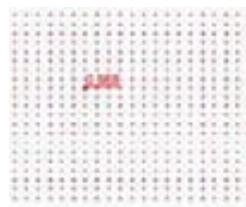
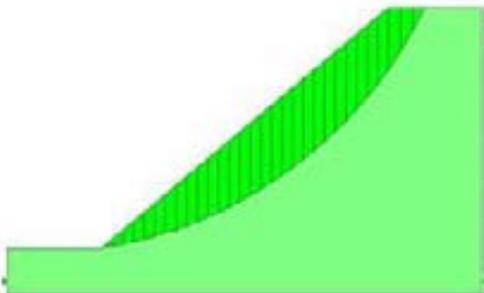
r=80 40° GC Malo.siz
Jarbu



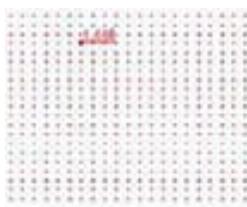
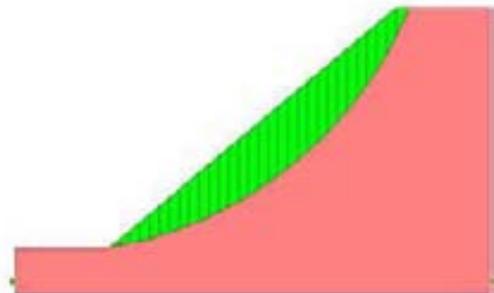
r=80 40° GC Medio.siz
Jarbu



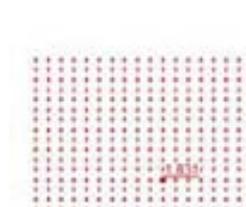
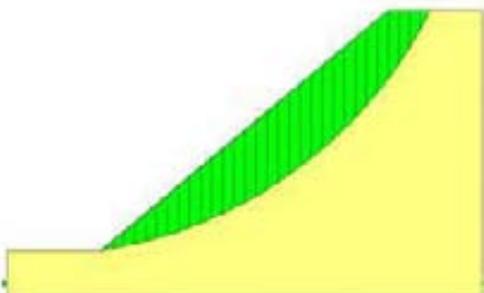
r=80 40° GC Bueno.siz
Jarbu



r=80 40° ML Malo.siz
Jarbu



r=80 40° ML Medio.siz
Jarbu

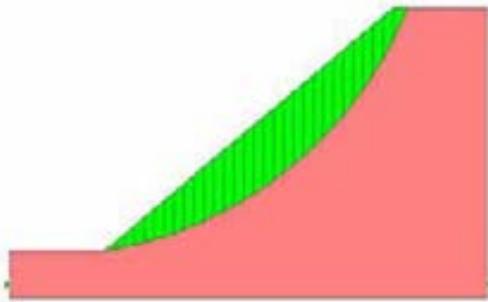


r=80 40° ML Bueno.siz
Jarbu

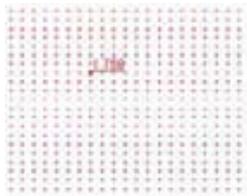
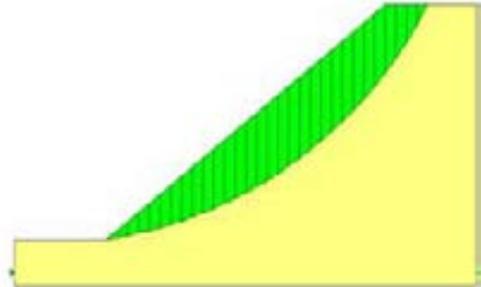




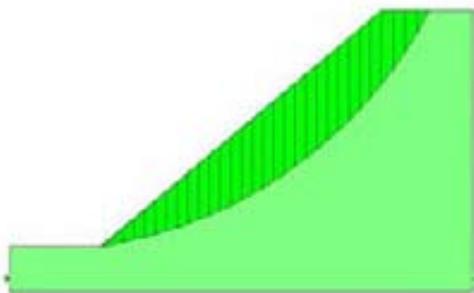
r=80 40° SC Male size Janbu



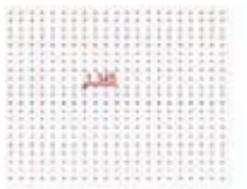
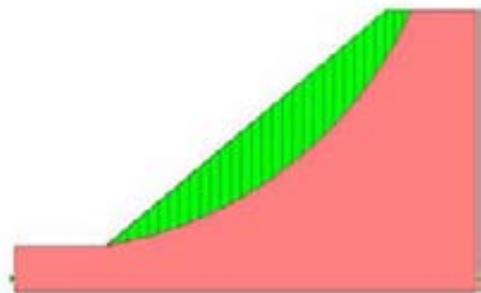
r=80 40° SC Male size Janbu



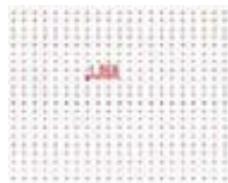
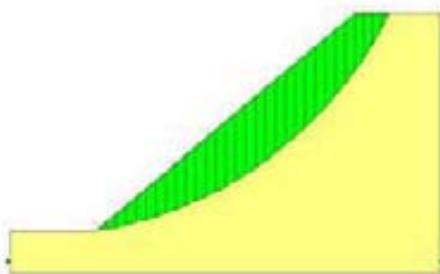
r=80 40° SC Female size Janbu



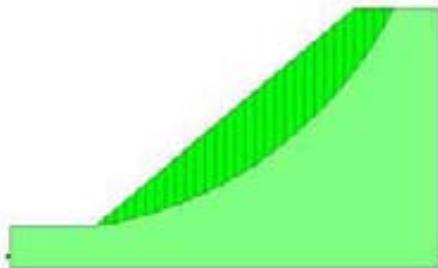
r=80 40° SM Male size Janbu



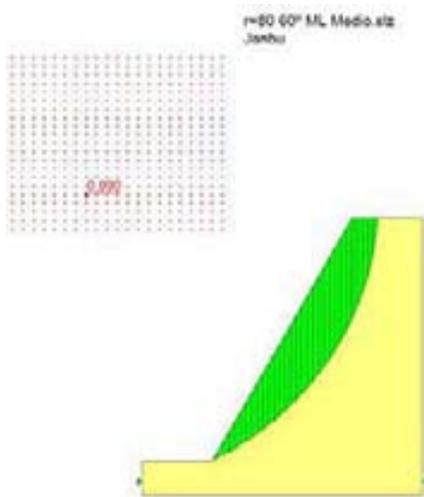
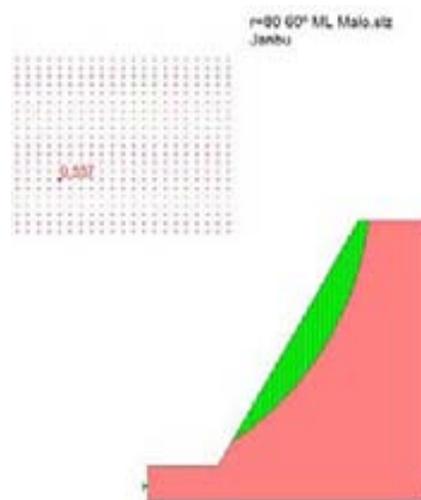
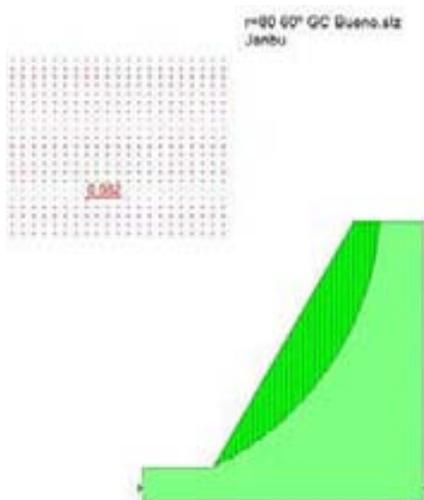
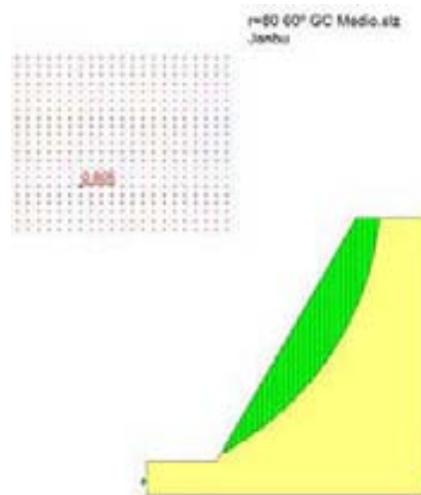
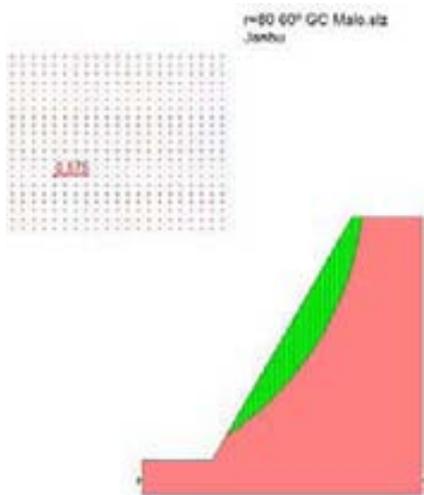
r=80 40° SM Male size Janbu

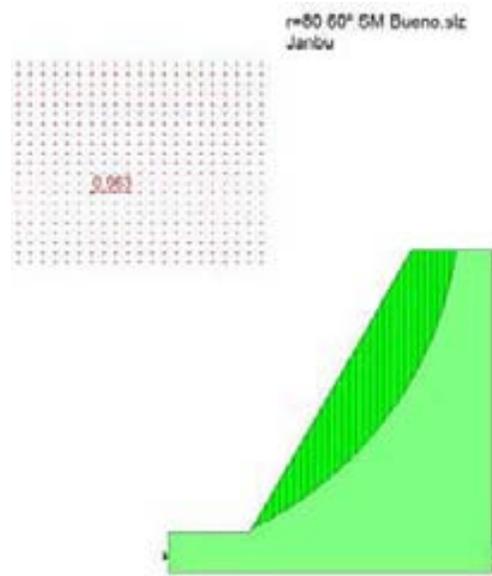
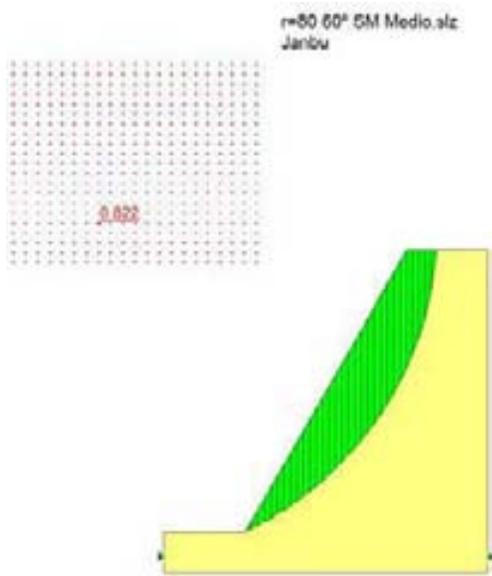
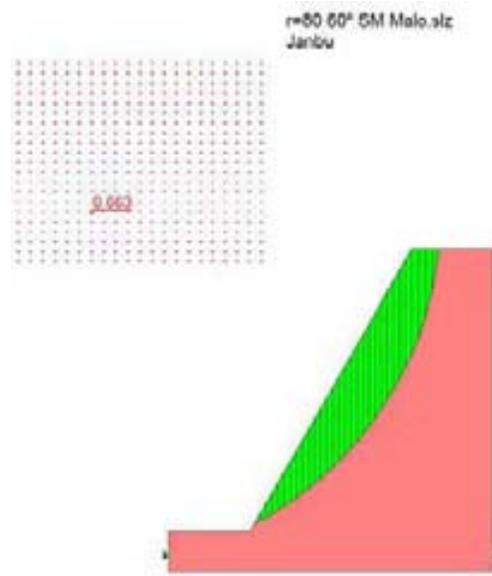
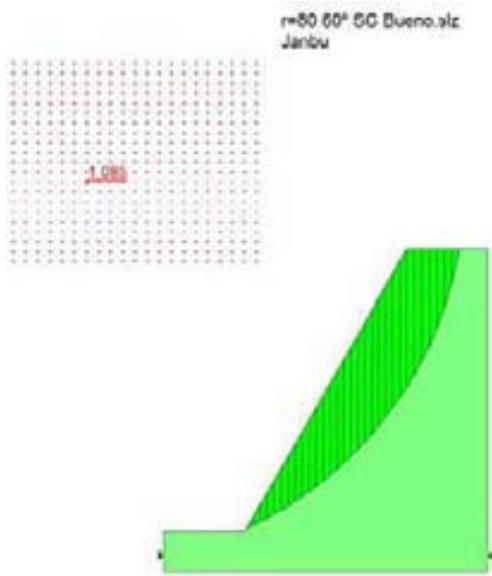
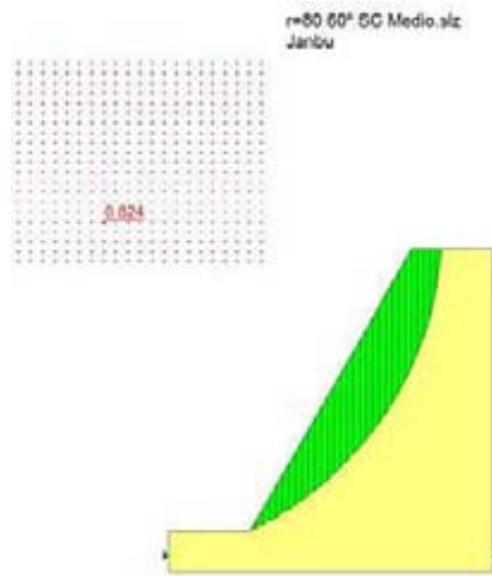
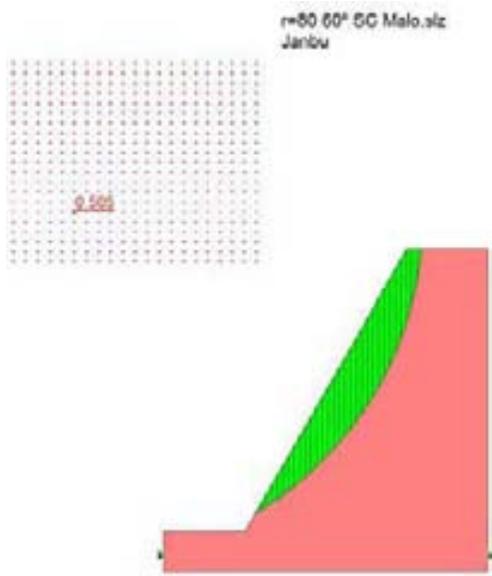


r=80 40° SM Female size Janbu

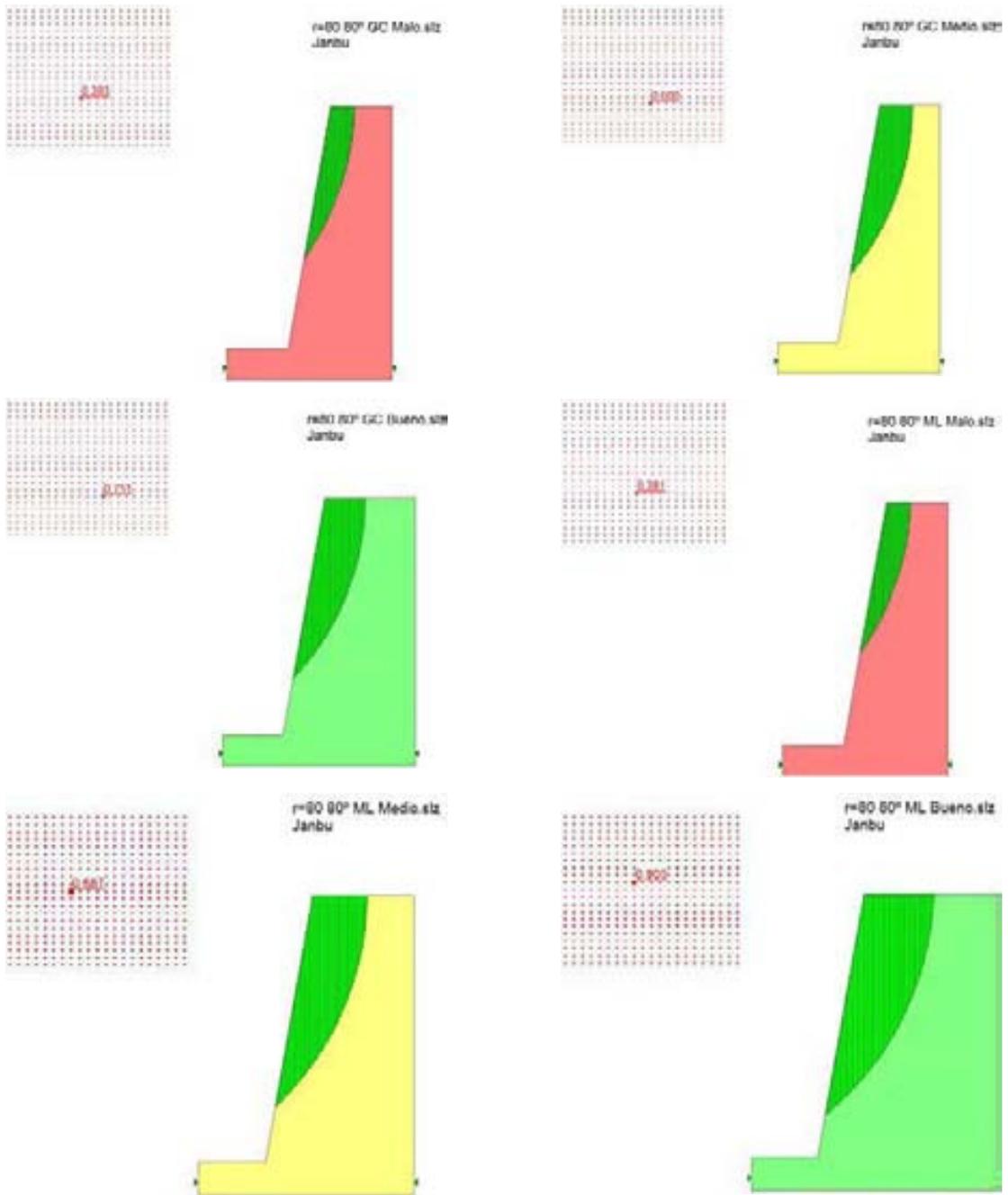


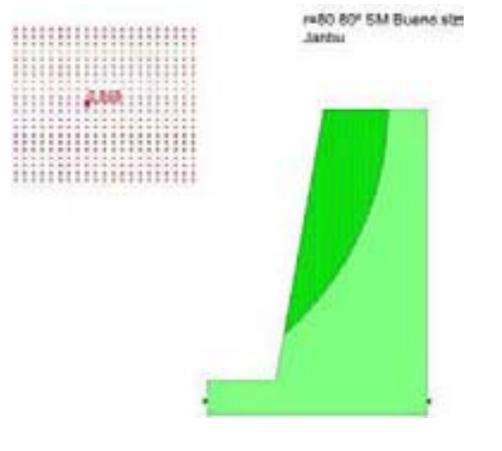
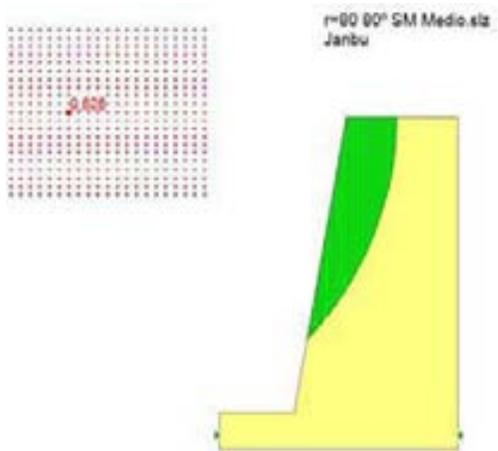
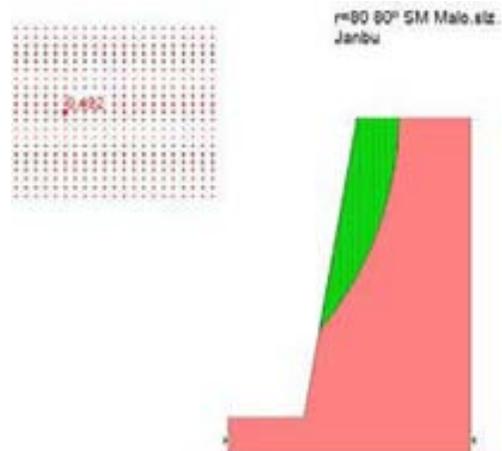
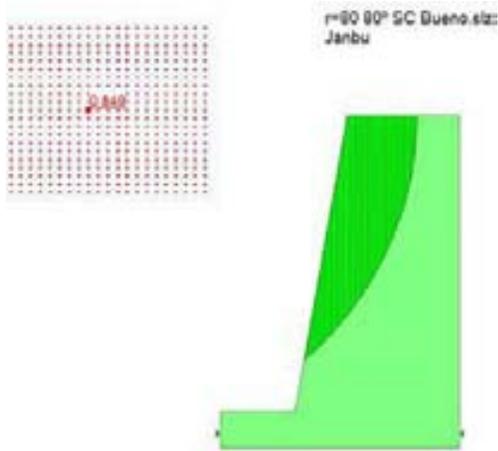
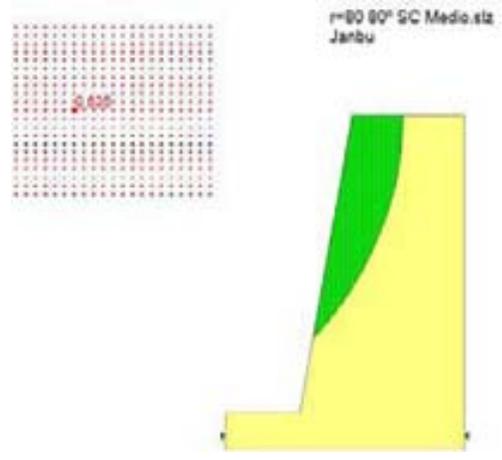
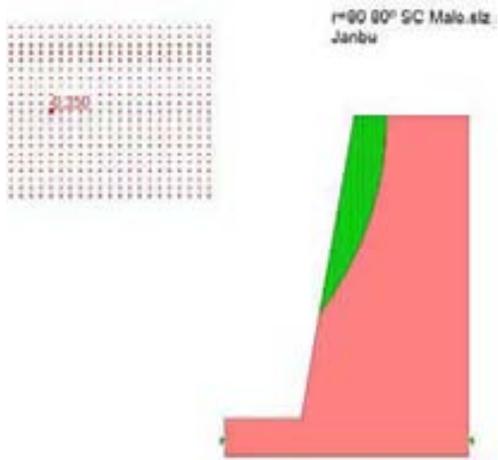
15. Largo= 80m. Inclinación= 60°





16. Largo= 80m. Inclinación= 80°



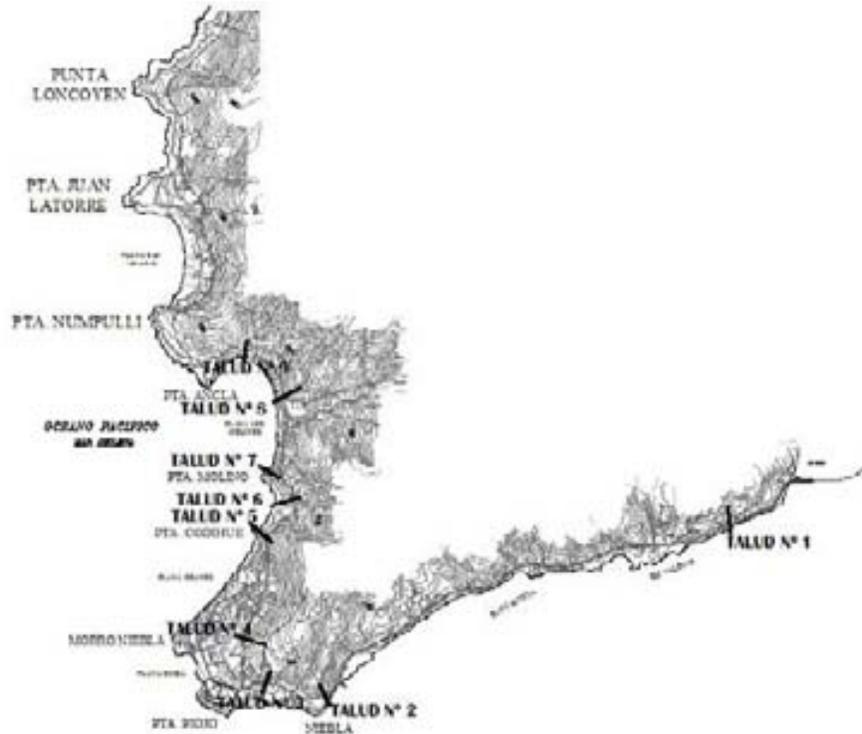


ANEXO 2

ANÁLISIS DE TALUDES REALES

En este anexo se presentan los resultados del análisis de la estabilidad de los taludes reales, realizado con el software computacional Geo-Slope aplicando el método de Janbu.

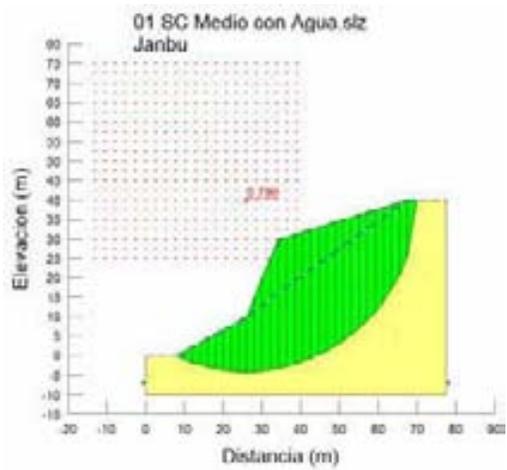
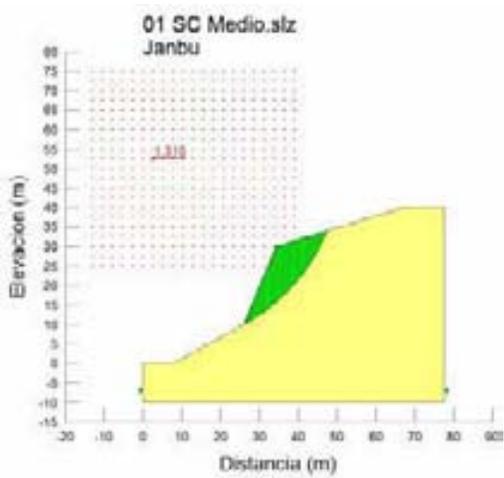
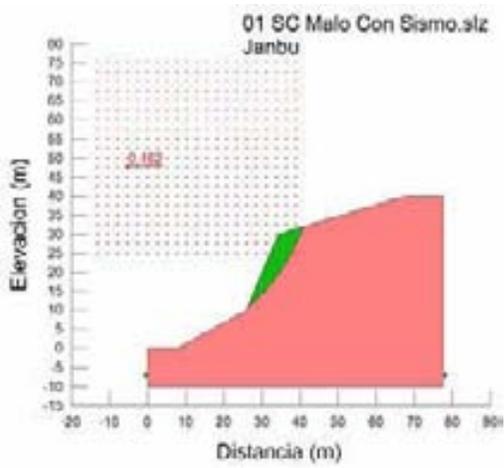
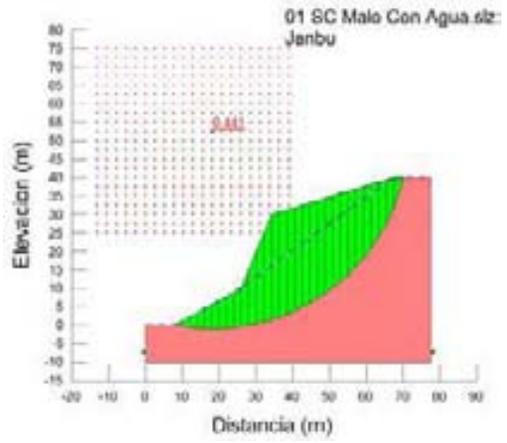
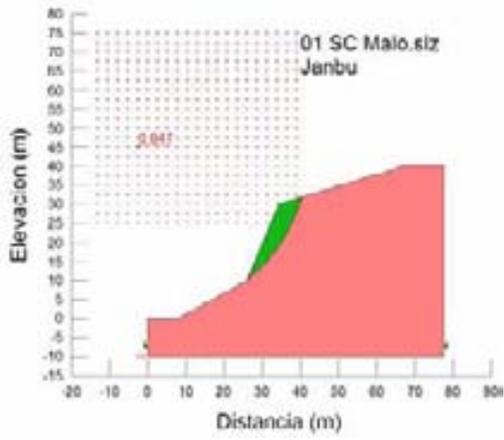
La ubicación de los taludes reales se presenta en la siguiente figura:

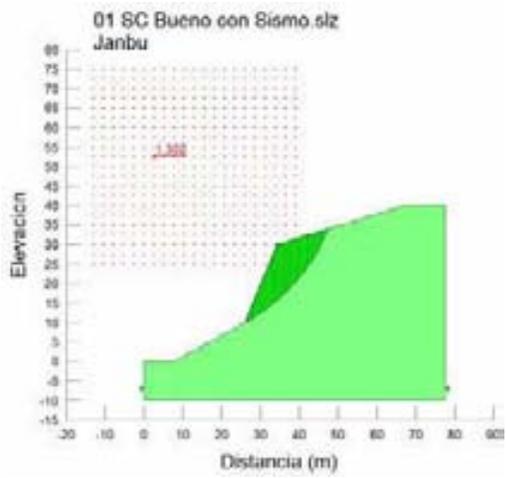
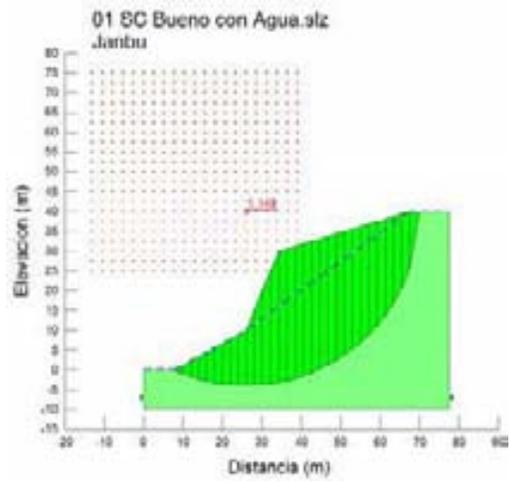
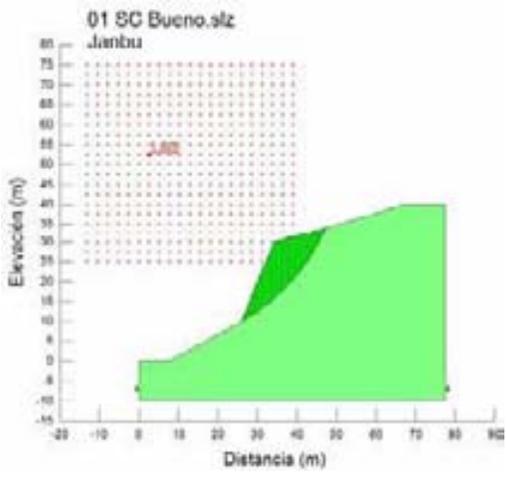
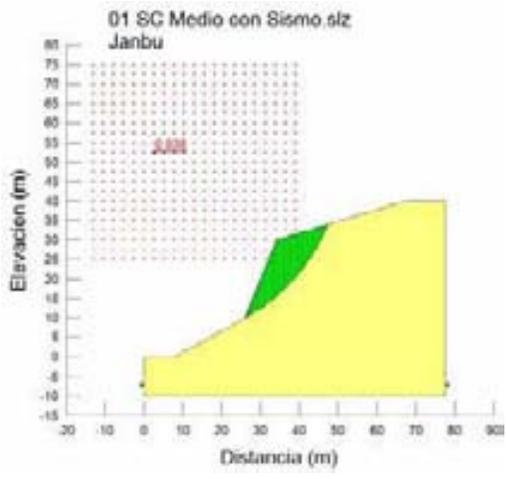


Las características de los suelos utilizados para el análisis son las siguientes:

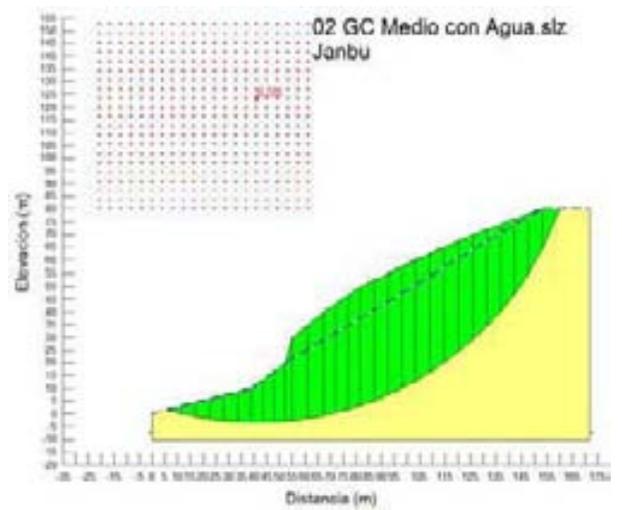
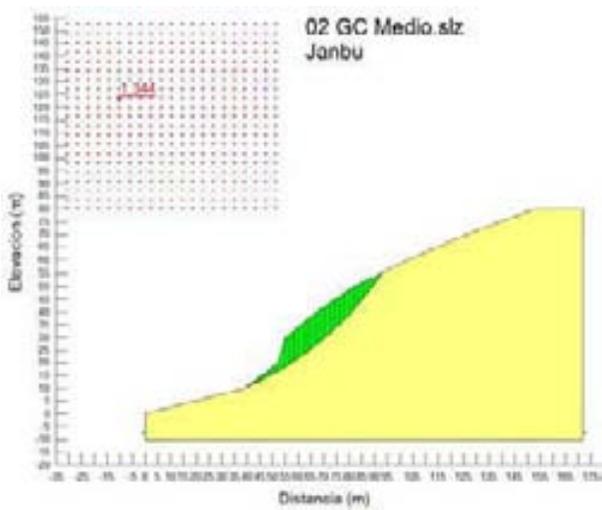
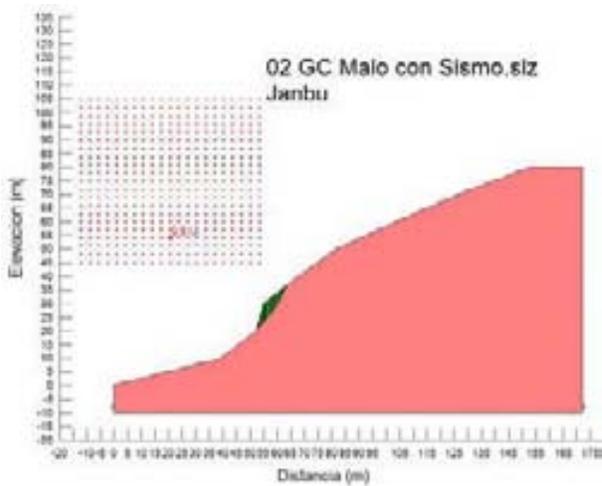
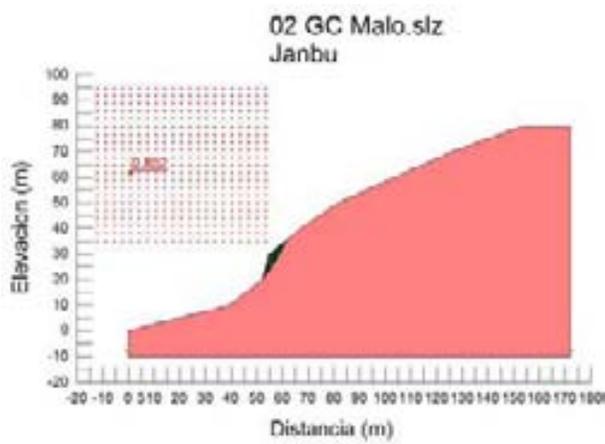
		γ (KN/m ³)	c (KN/m ³)	ϕ (°)
GC	Malo	14.52	9.81	33
	Medio	16.48	29.43	36
	Bueno	18.44	49.05	39
ML	Malo	13.24	8.83	32
	Medio	13.98	38.75	34
	Bueno	14.72	68.67	36
SC	Malo	14.91	9.81	29
	Medio	16.28	39.24	33
	Bueno	17.66	68.67	37
SM	Malo	14.72	19.62	32
	Medio	15.45	34.34	34
	Bueno	16.19	49.05	36

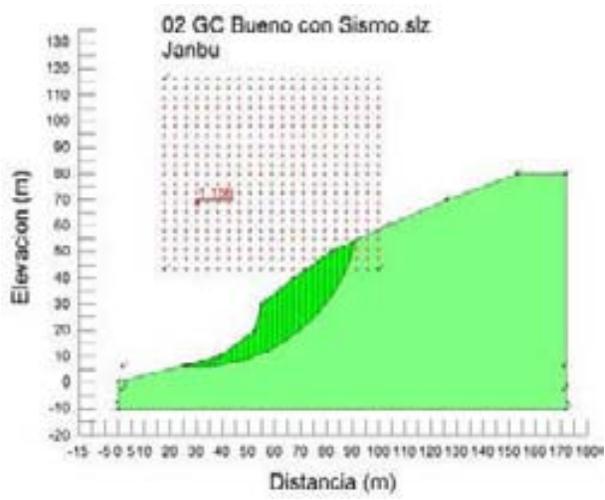
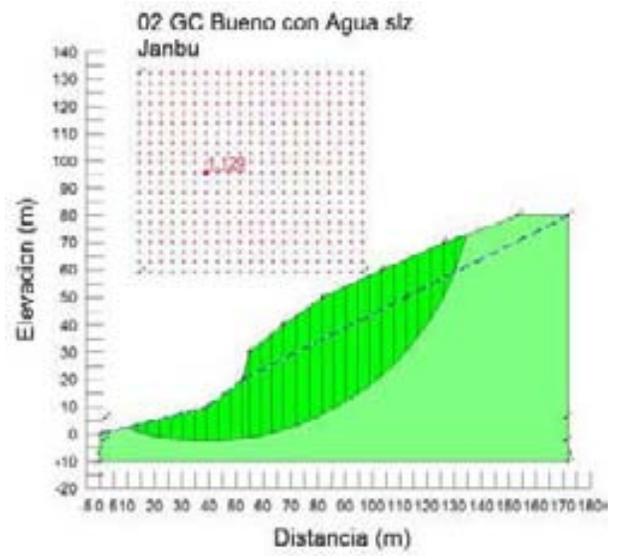
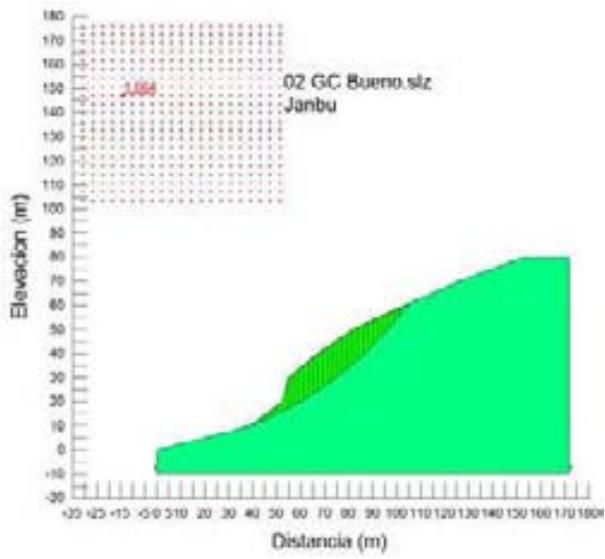
1. Talud N° 1: Camino a Niebla.



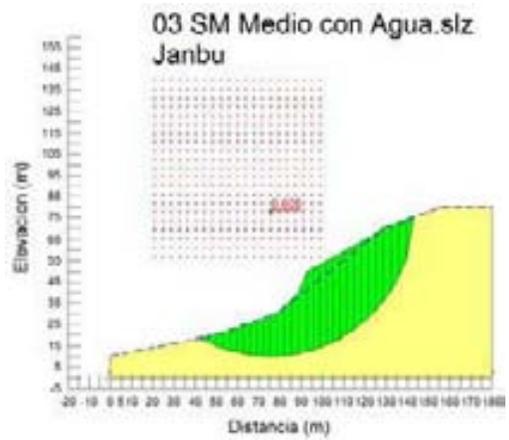
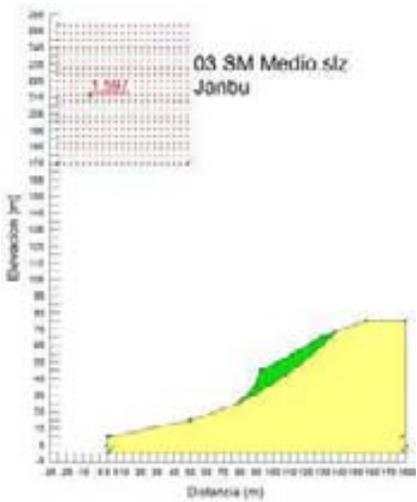
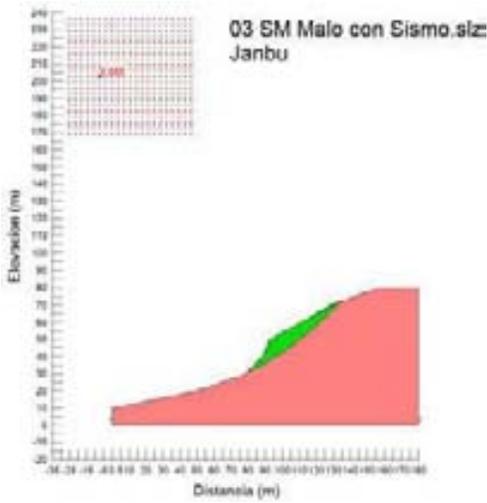
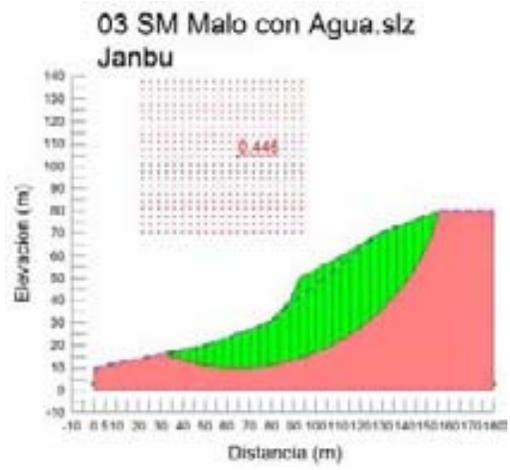
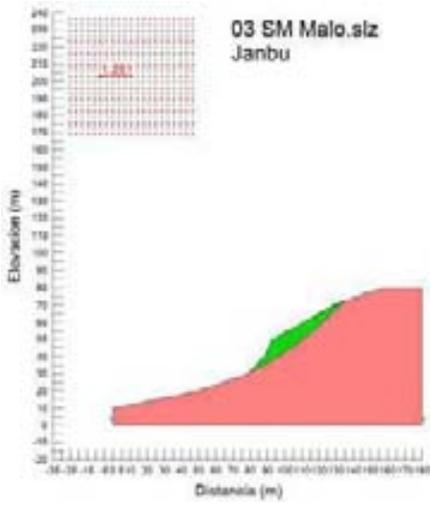


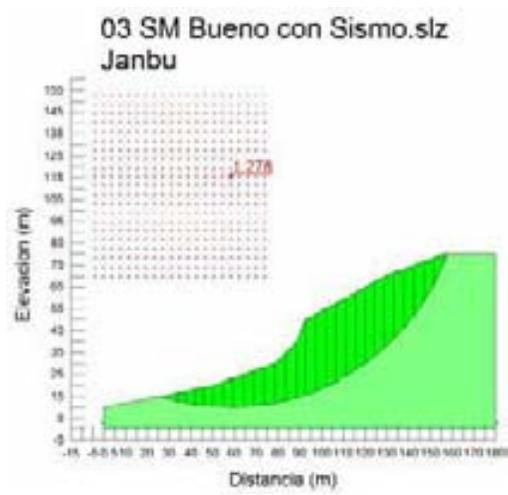
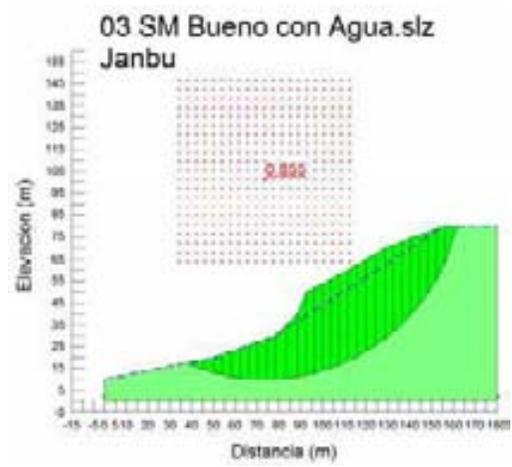
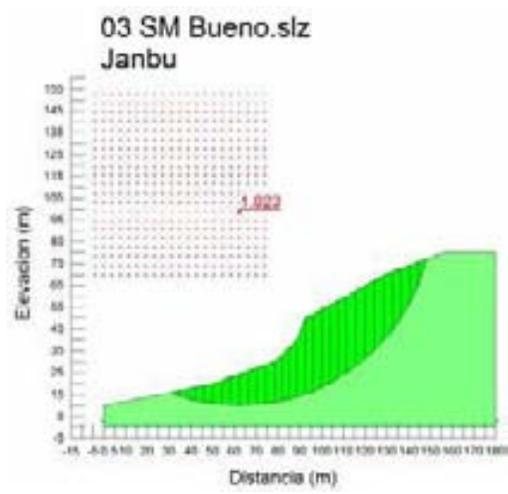
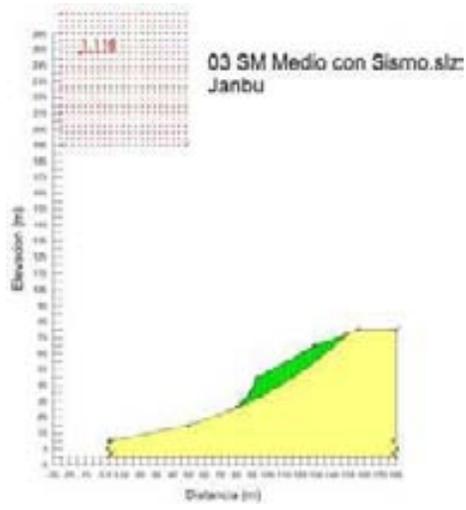
2. Talud N° 2: Entrada a Niebla (SOMARCO)



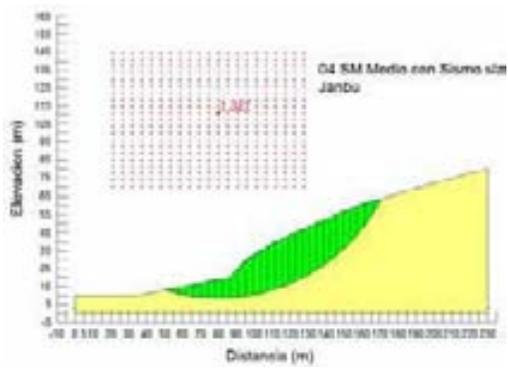
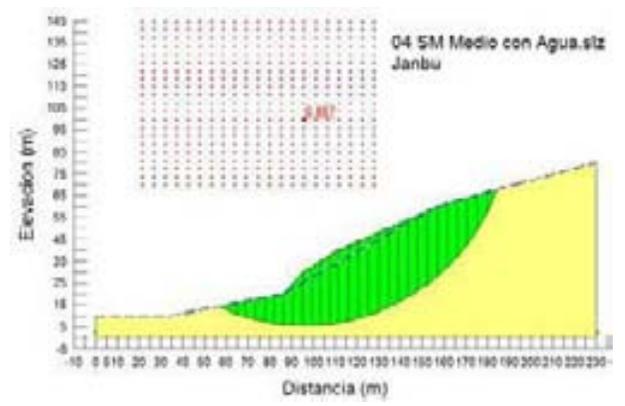
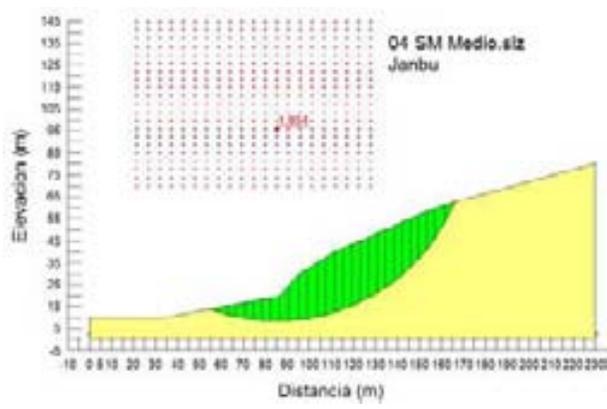
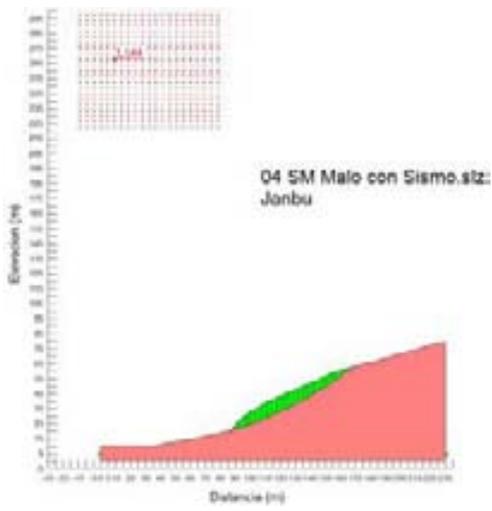
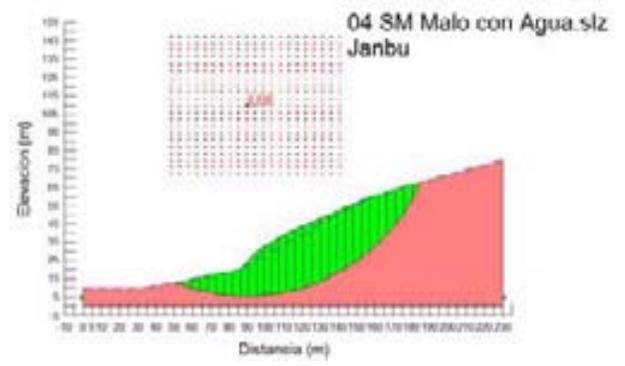
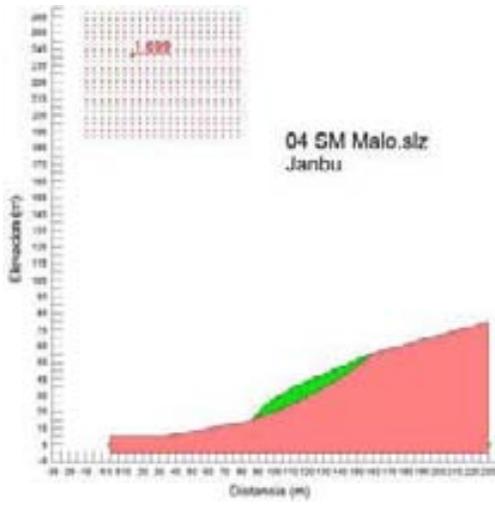


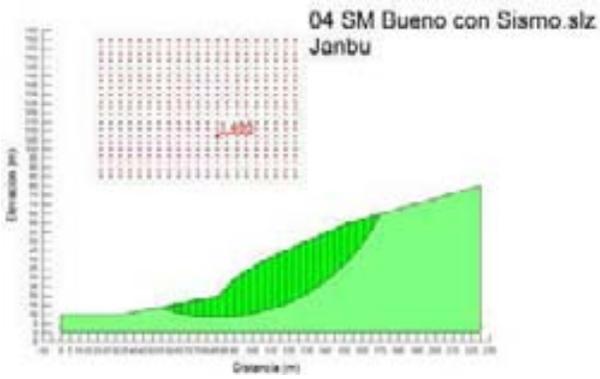
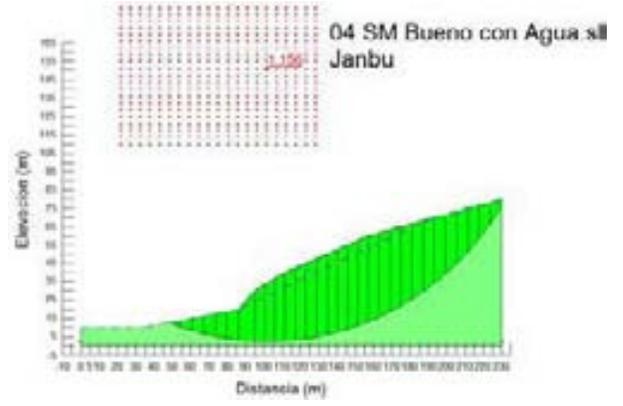
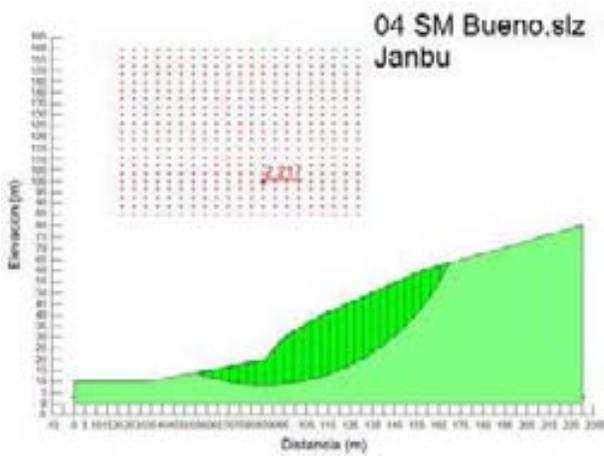
3. Talud N° 3: Desvío Playa Chica de Niebla – Camino a Los Molinos.



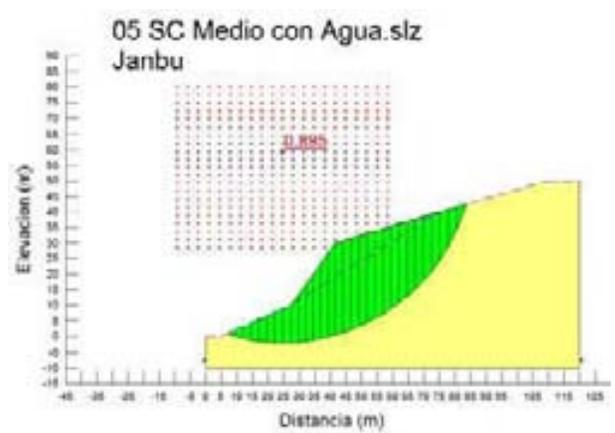
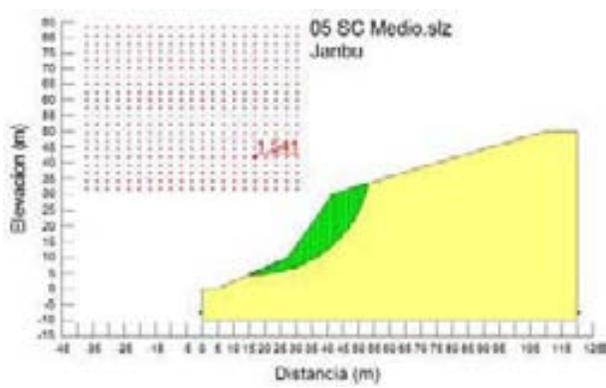
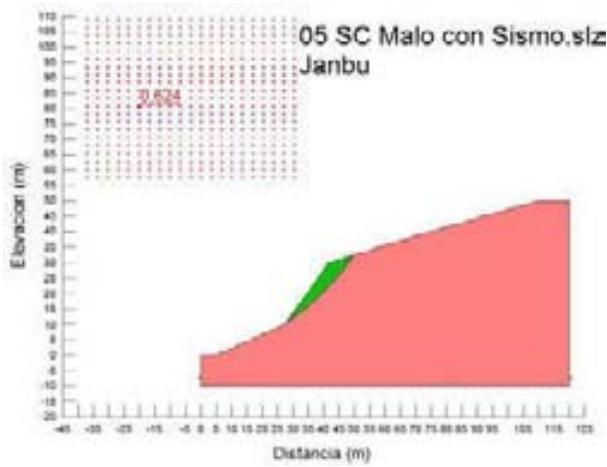
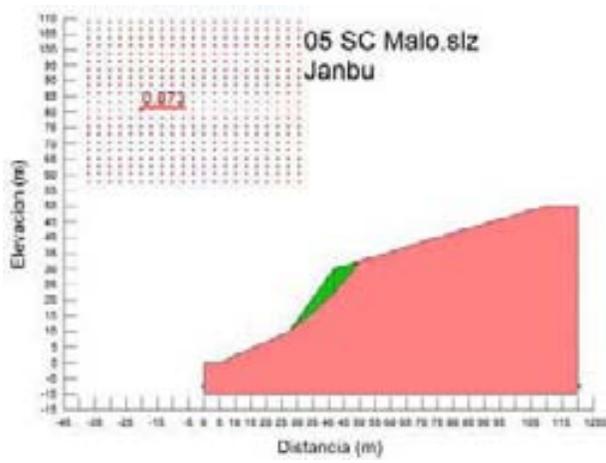


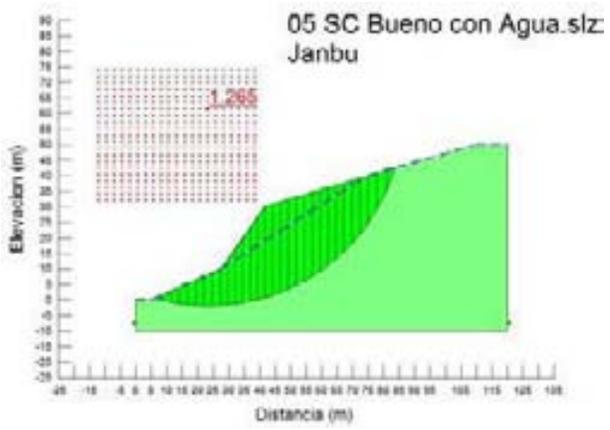
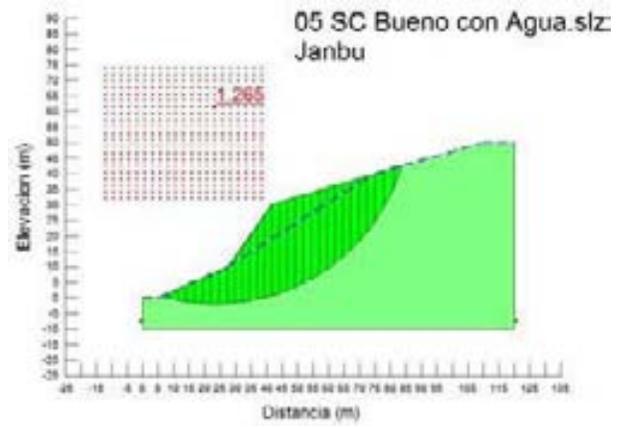
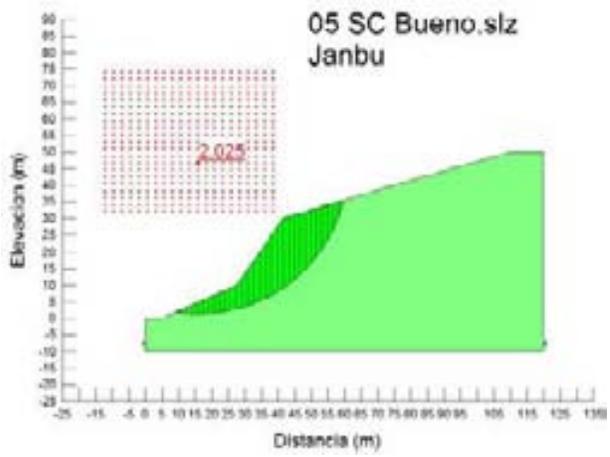
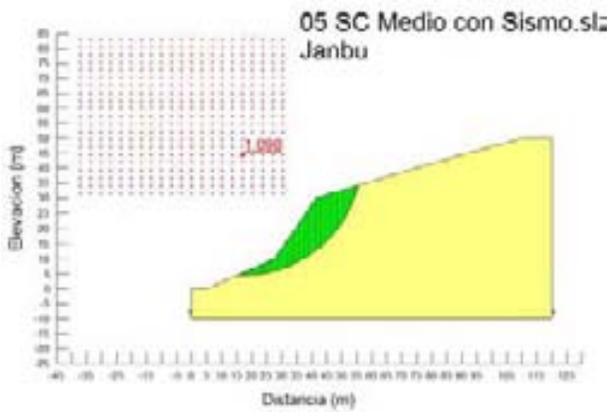
4. Talud N° 4: Sector Niebla.



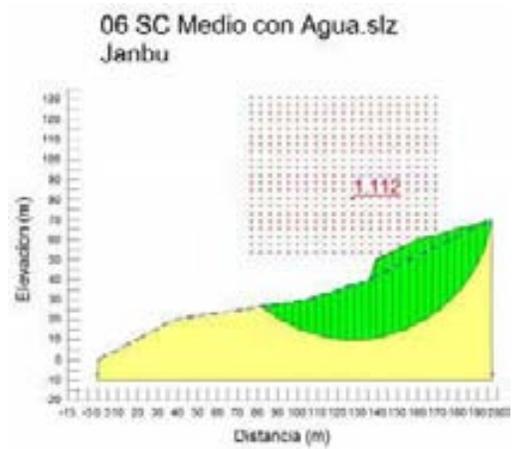
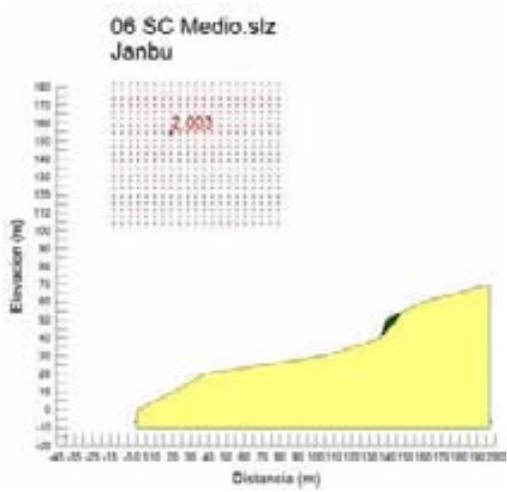
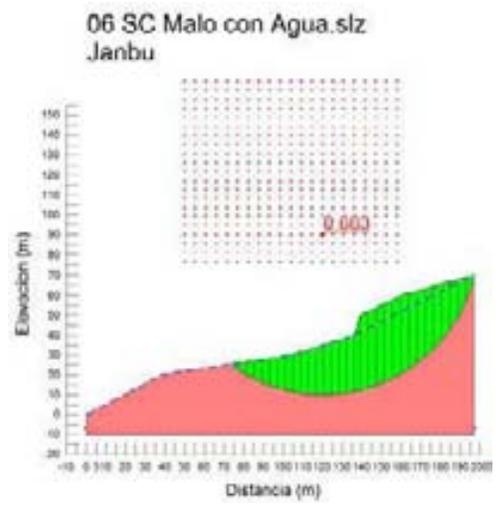
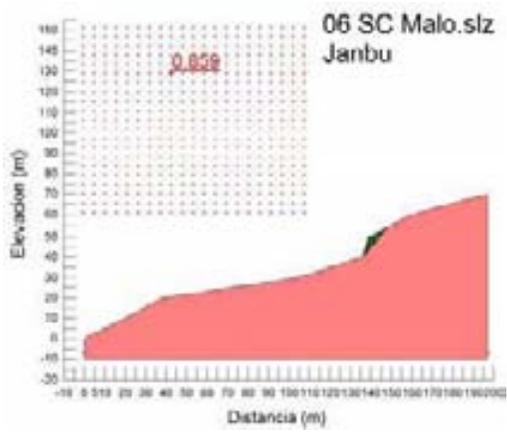


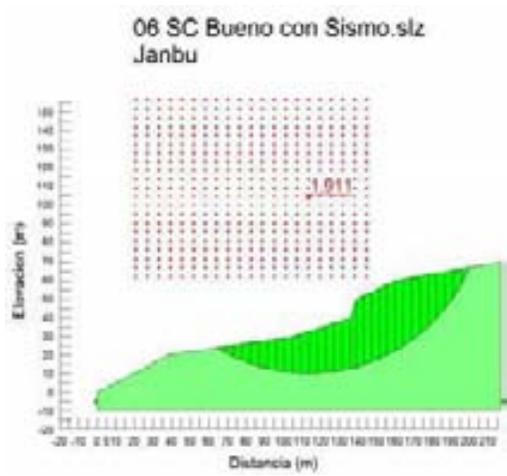
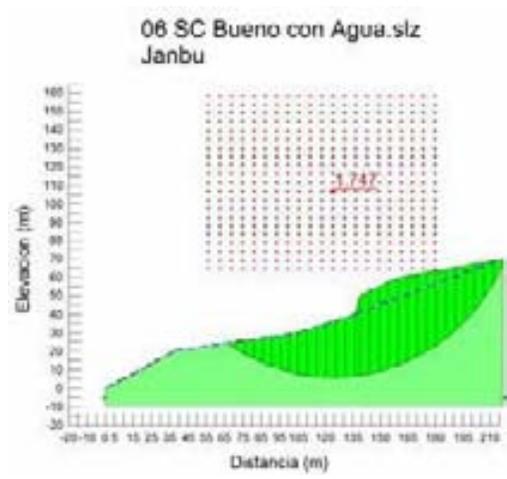
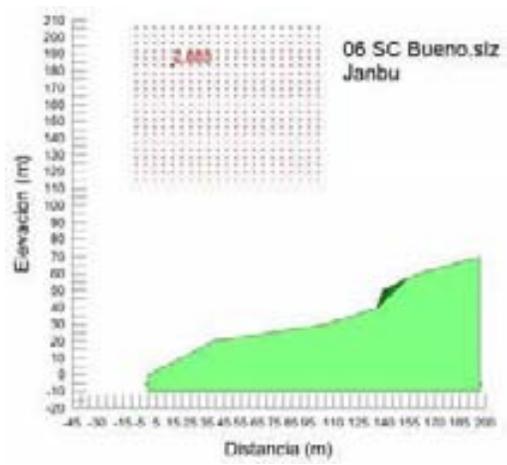
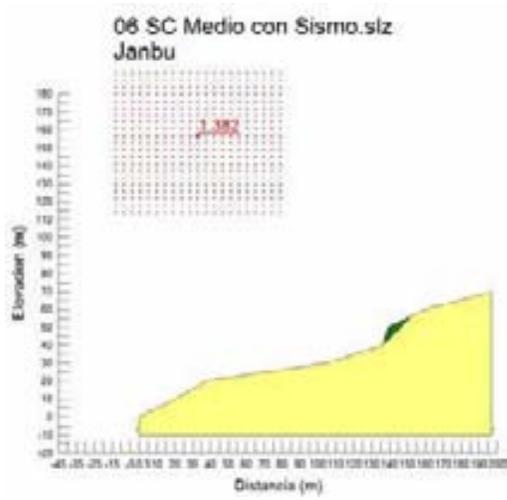
5. Talud N° 5: Camino a Los Molinos.



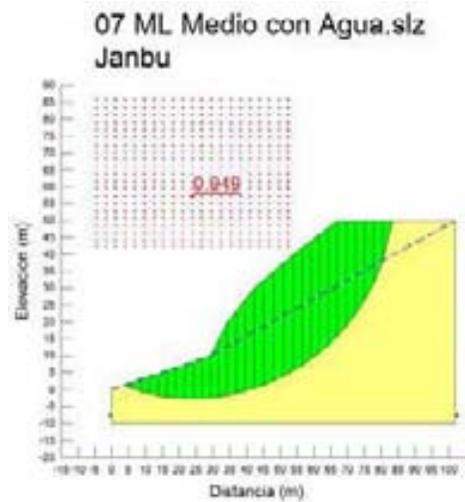
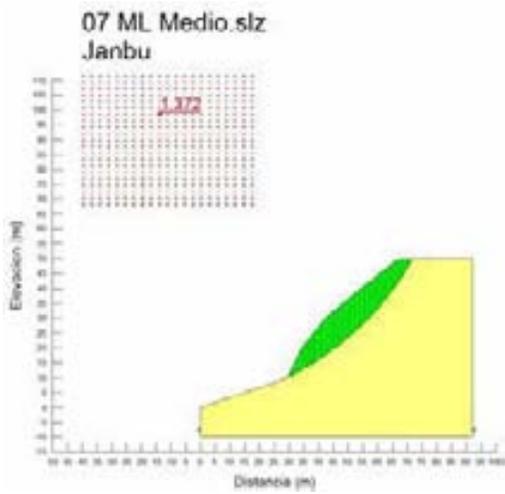
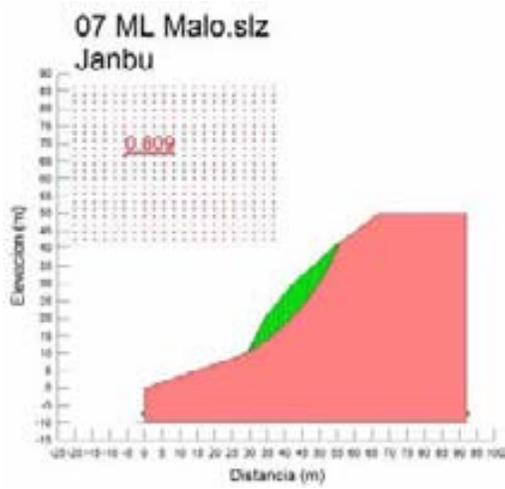


6. Talud N° 6: Sector Los Molinos I

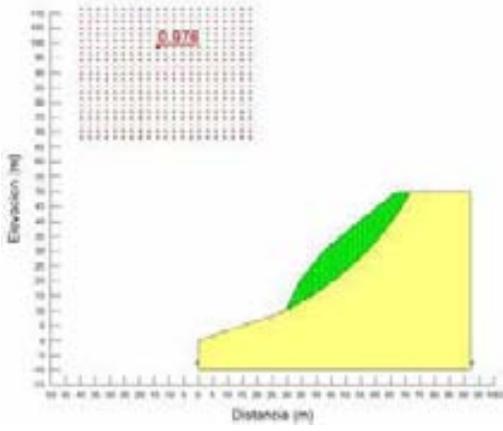




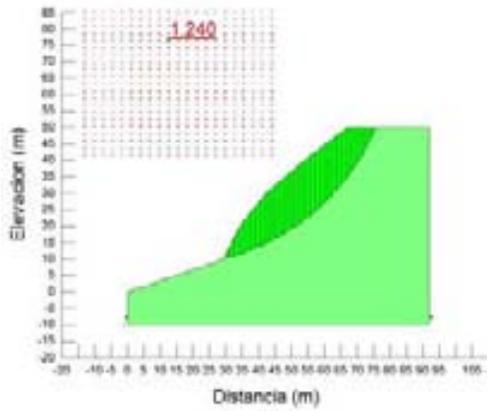
7. Talud N° 7: Sector Los Molinos II



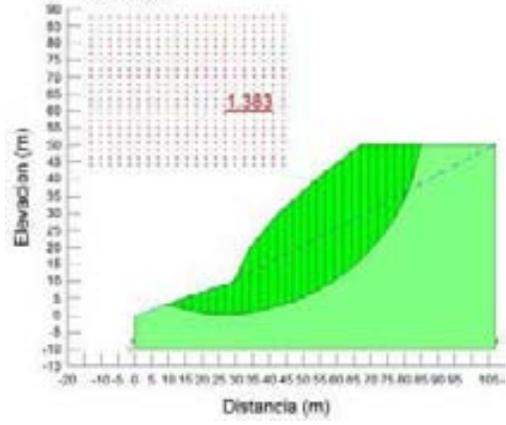
07 ML Medio con Sismo.slz
Janbu



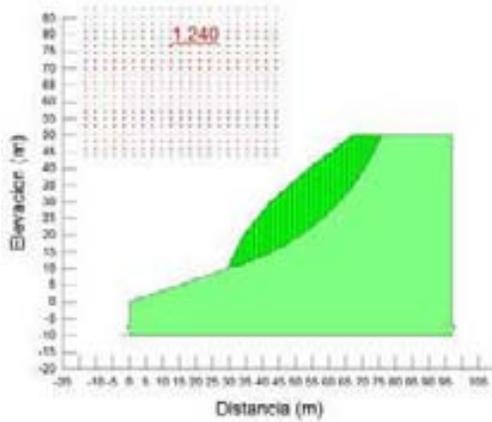
07 ML Bueno.slz
Janbu



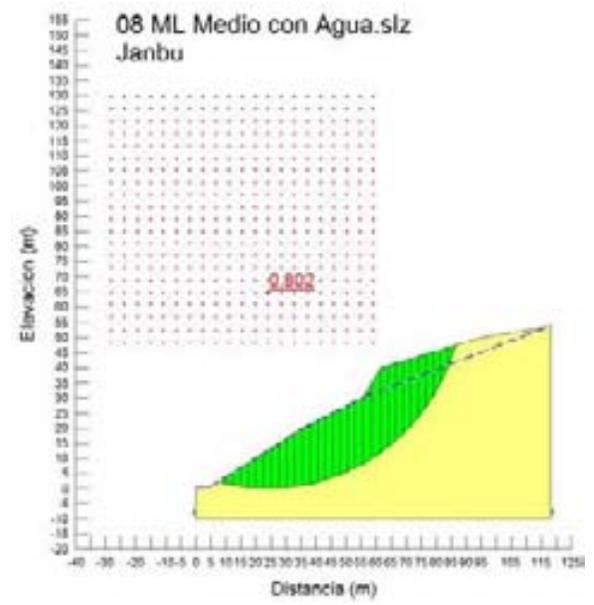
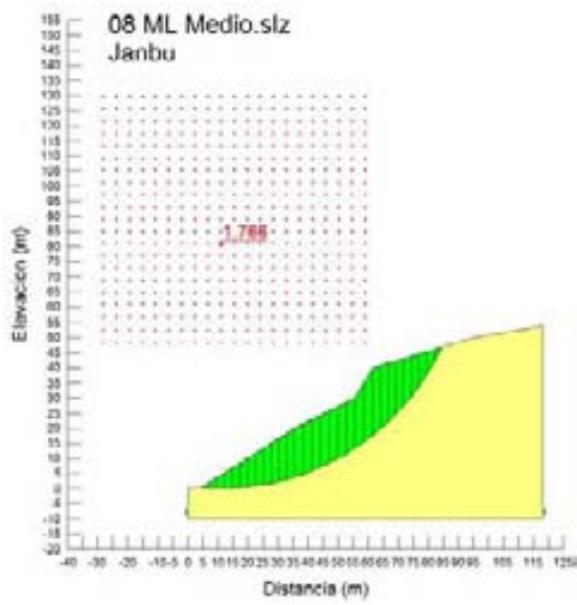
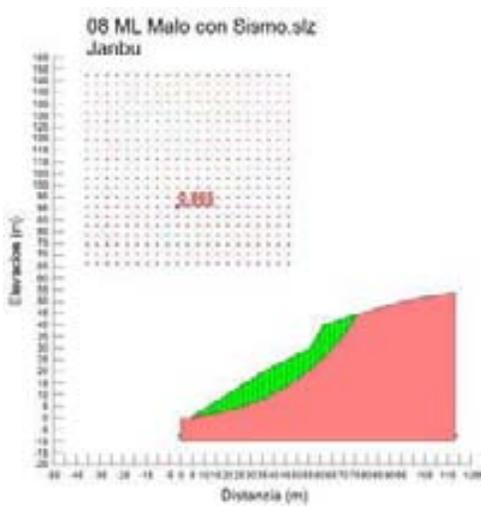
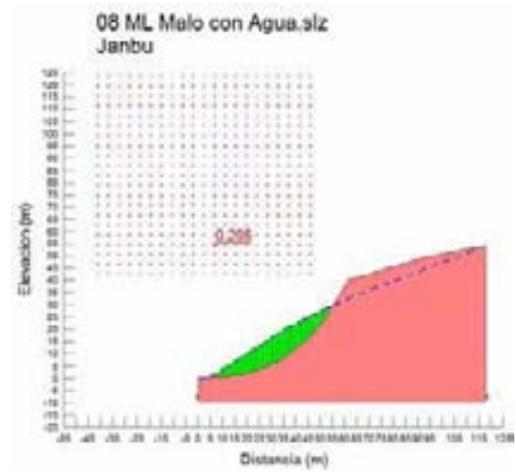
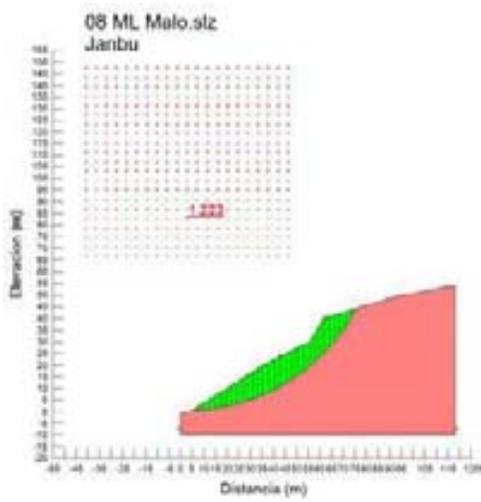
07 ML Bueno con Agua.slz
Janbu

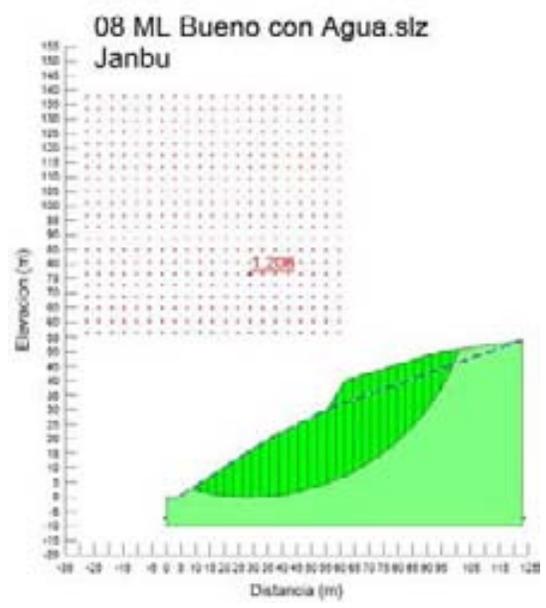
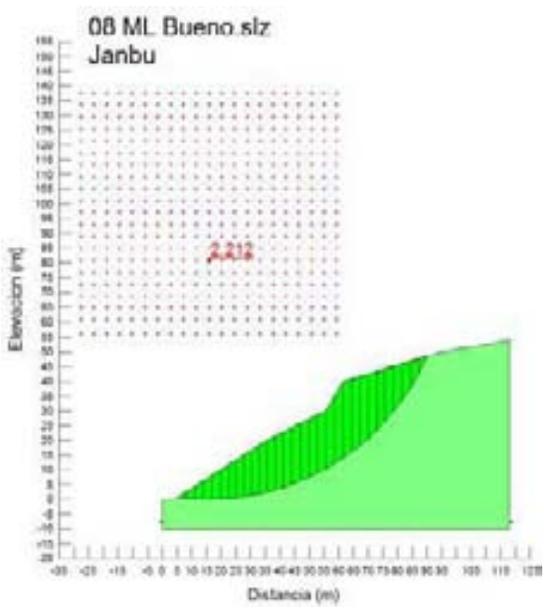
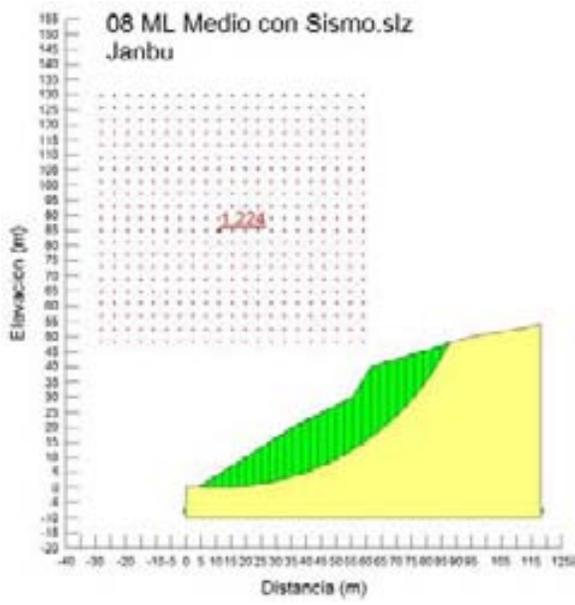


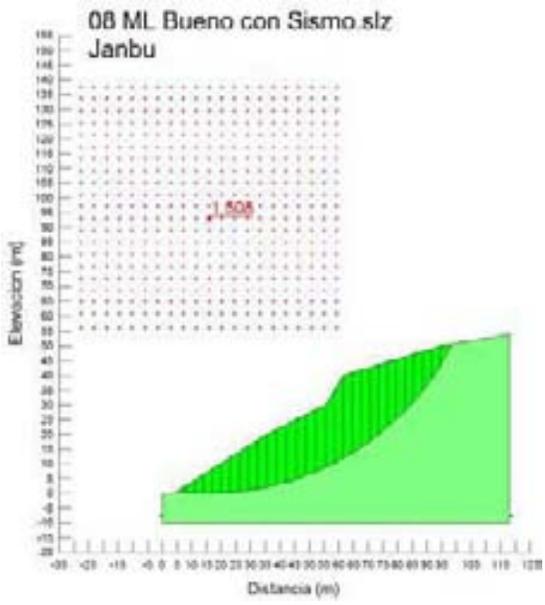
07 ML Bueno con Sismo.slz
Janbu



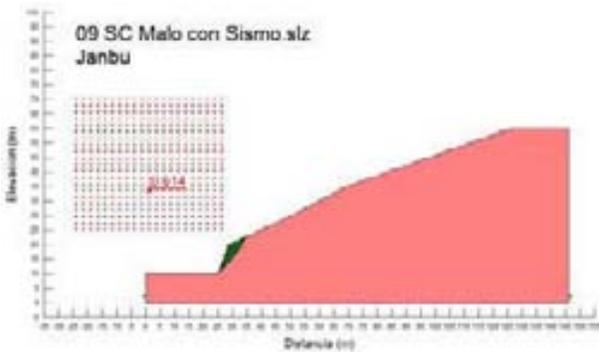
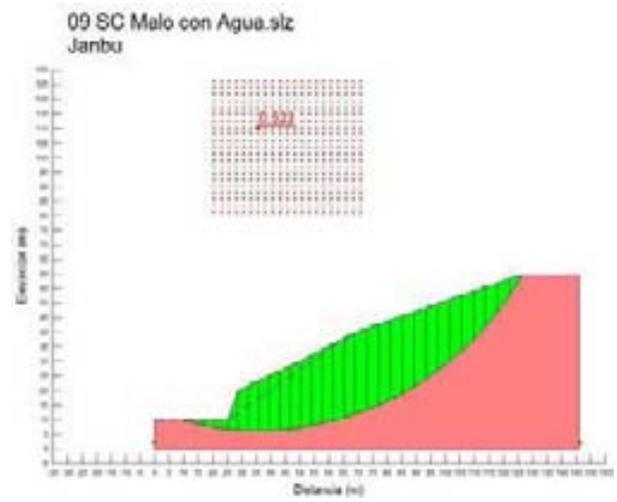
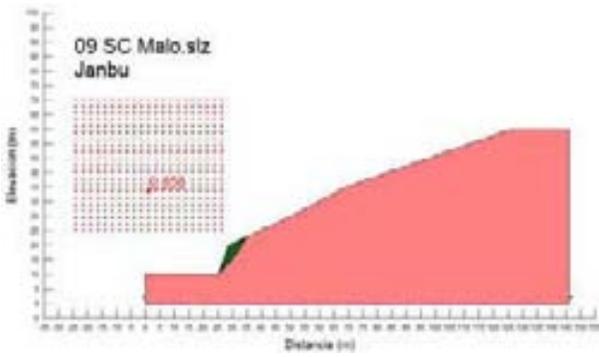
8. Talud N° 8: Camino a San Ignacio.

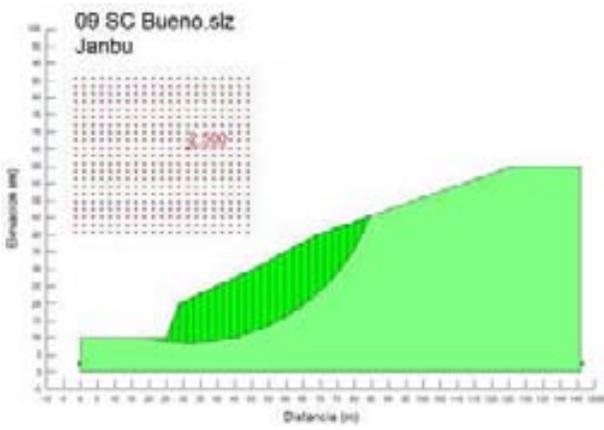
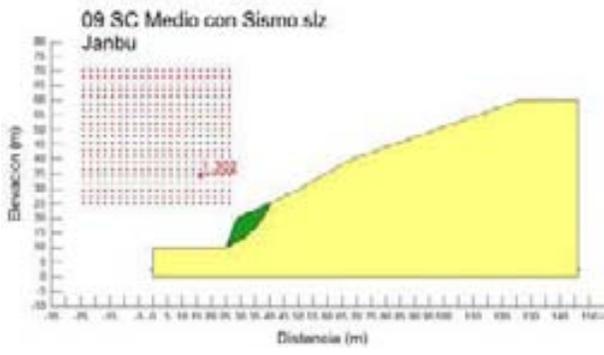
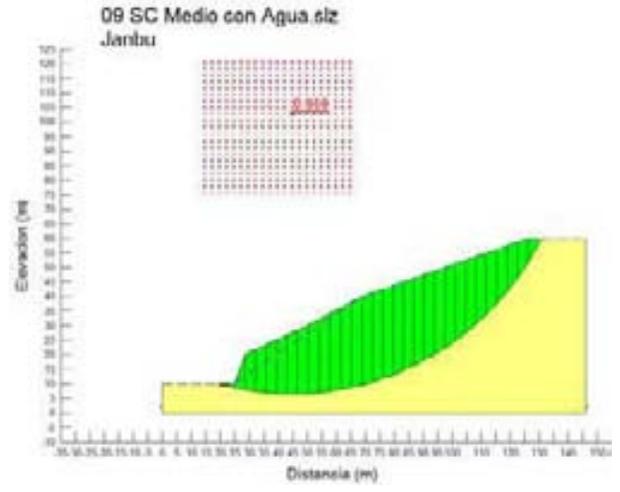
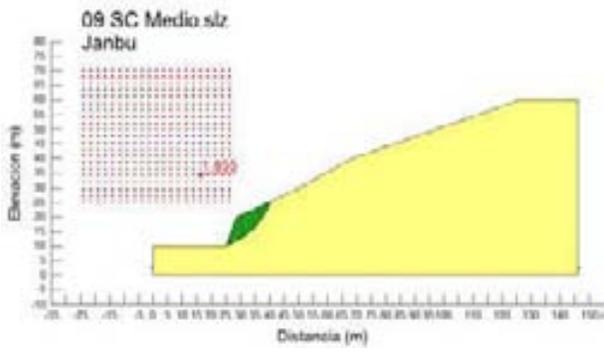




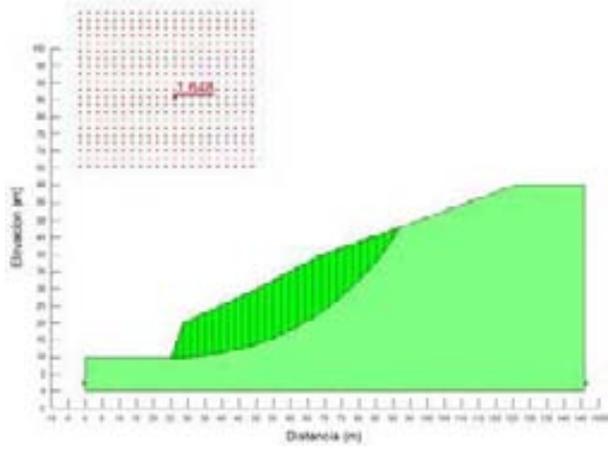


9. Talud Nº 9: Sector San Ignacio.





09 SC Bueno con Sismo.siz
Janbu



ANEXO 3

TEORIA DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Se deben realizar ensayos que permitan obtener las propiedades de los suelos para los análisis, en tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo. Los ensayos comúnmente utilizados para análisis de laderas y taludes son los siguientes:

- a) Humedad o contenido de agua.
- b) Límites de Atterberg o plasticidad.
- c) Gravedad Específica.
- d) Distribución granulométrica.
- e) Contenido de Sulfatos y acidez.
- f) Compactación.
- g) Permeabilidad.
- h) Consolidación.
- i) Resistencia al cortante.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

ENSAYO TRIAXIAL

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figura 1). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se

puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento Esfuerzo–deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Figura 2 y 3).

En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

a. Ensayo Consolidado drenado

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

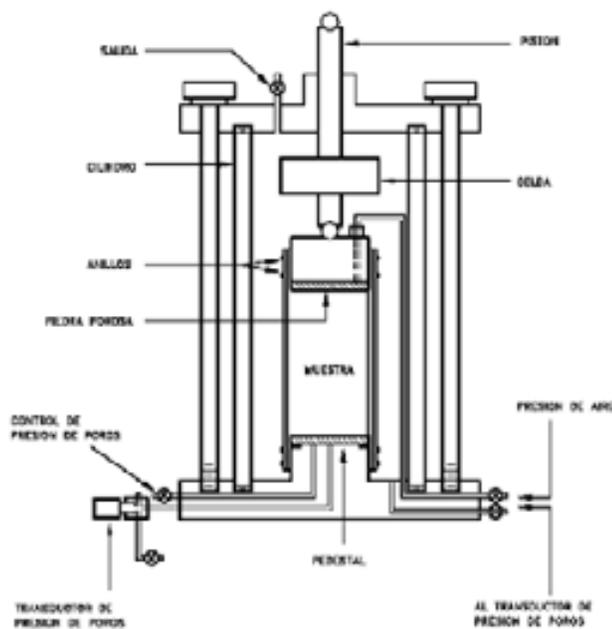


Figura 1: Detalle de la celda para el ensayo triaxial.

b. Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Los ensayos no drenados deben realizarse a una rata que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una equalización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

c. Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

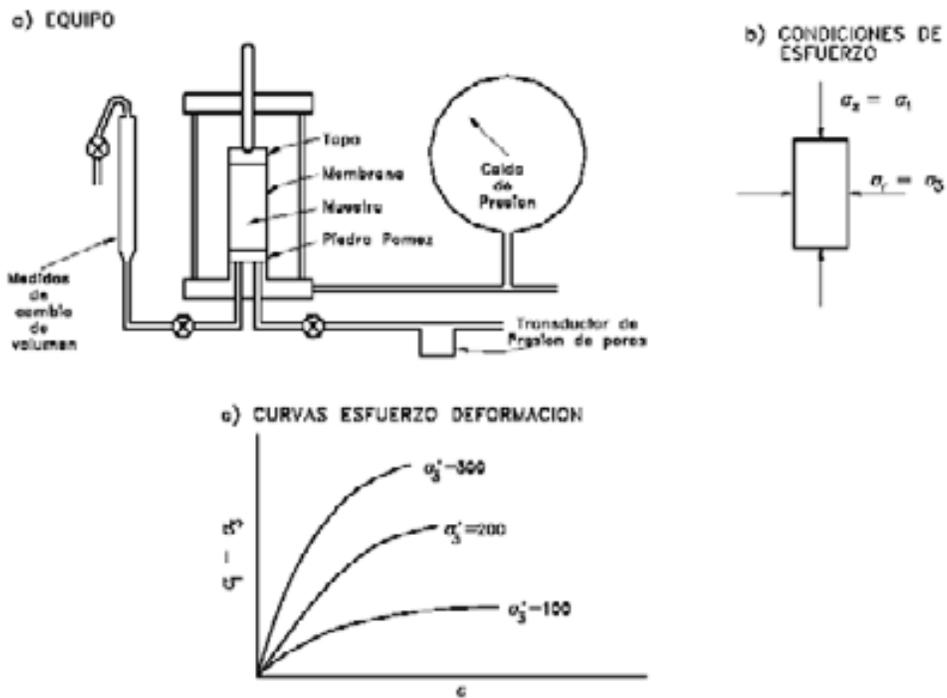


Figura 2: Diagrama del ensayo triaxial.

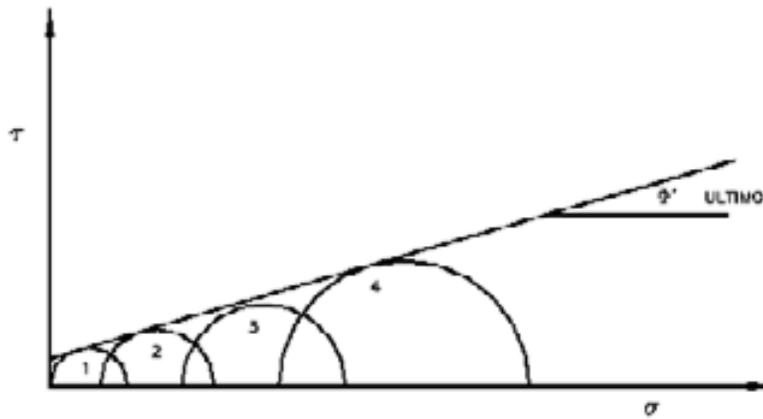


Figura 3: Círculo de Mohr y envolvente de falla de un ensayo Triaxial.

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo No consolidado - No drenado da los valores mínimos de ϕ . (Winterkorn y Fang – 1991).

En la interpretación de resultados de ensayos Triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

- a. Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.
- b. En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

Variables del ensayo Triaxial

Los resultados que pueden ser obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible y se pueden obtener los siguientes resultados:

- a. La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión máxima.
- b. La respuesta de presión de poros al corte (Ensayos no drenado).
- c. La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- d. Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- e. Las características de consolidación.
- f. La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.

Tamaño de la muestra

Para ensayar suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm., debido a que diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo. Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2 – 1.

Consolidación antes del Corte

La muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo al tipo de ensayo que se realice. En suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no drenados se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas.

Algunas causas de error en el ensayo Triaxial

Fell (1987) indica una serie de errores comunes que se cometen en el manejo del ensayo Triaxial:

a. Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos

La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de esfuerzos menores; por ejemplo, para esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300 %. Por lo tanto, es importante que el ensayo Triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado.

b. Saturación incompleta

Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total debido a que por gravedad es difícil obtener la saturación. El resultado es un aumento en el valor de la resistencia de laboratorio, comparativamente con la resistencia real en campo, para el caso saturado.

c. Ensayo a una rata muy alta de deformación

Las ratas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad. El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales. La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 3), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

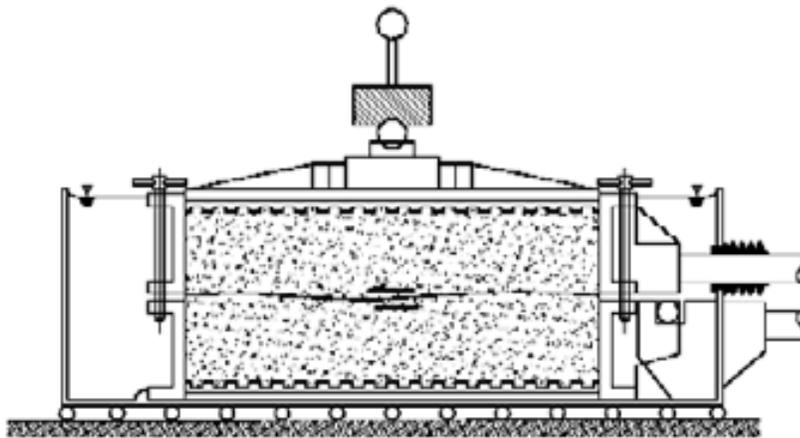


Figura 3: Detalle de la caja para ensayo de Corte Directo.

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual.

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 4). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

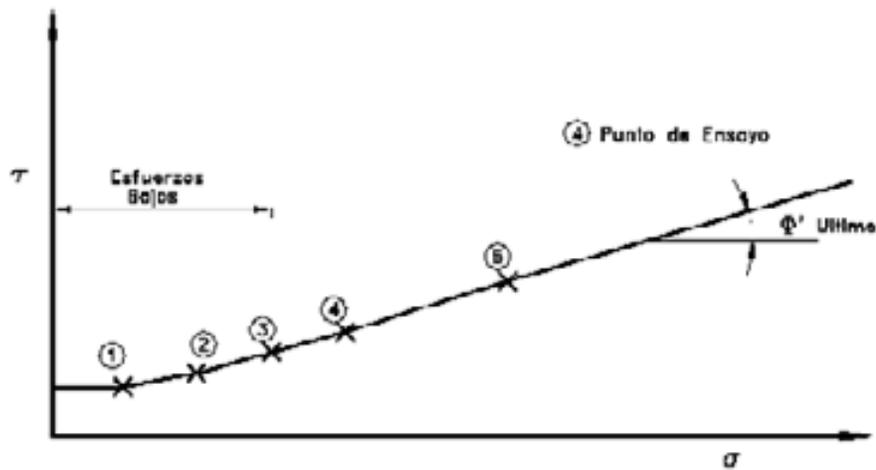


Figura 4: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo

Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (Esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada). Los ensayos de Esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una tasa de desplazamiento muy bajo y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo máximo y la resistencia residual en forma precisa.

El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual.

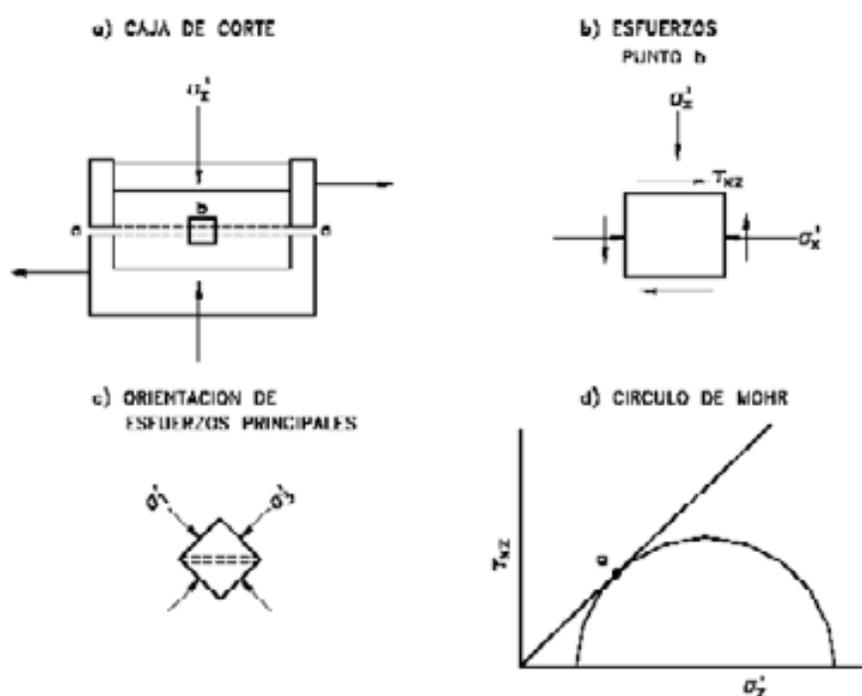


Figura 5: Diagrama del ensayo de Corte Directo.

Cargas normales

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla.

En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente, pasa por el origen pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones.

Densidad de la muestra

Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo a la densidad del relleno.

Desplazamiento máximo

En ensayos con deformación controlada generalmente, se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es realizar un ensayo devolviendo la muestra después de pasar por la resistencia máxima.

Si no se requiere obtener la resistencia residual, el ensayo puede detenerse después de pasar la resistencia máxima pero en ningún momento menos de 10 mm. Si el suelo no muestra resistencia máxima por tratarse de un material muy blando, un desplazamiento de 15 mm. es suficiente.

Tamaño de la muestra

Las cajas para corte son comúnmente cuadradas pero las hay también circulares. En las cajas cuadradas es más fácil tener en cuenta la reducción de área durante el ensayo. Las dimensiones típicas para la caja cuadrada son 60 mm o 100 mm y en algunos casos hasta 300 mm o más. En las cajas circulares los tamaños comunes son 50 y 75 mm.

El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra (Cheung, 1988). De acuerdo a la Norma ASTM D3080 se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- a. El espesor de la muestra debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de los granos de suelo y no menos de 12.5 mm.

- b. El diámetro de la muestra (o ancho) debe ser al menos dos veces el espesor.

La especificación China para ensayos geotécnicos recomienda un espesor de 4 a 8 veces el tamaño de grano y un diámetro 8 a 12 veces el tamaño máximo de grano. Cheung (1988) encontró que una muestra cuadrada de 100 mm y espesor de 44 mm era adecuada para ensayar un suelo residual de granito, con máximo tamaño de grano de 8 mm. Al utilizar tamaños menores, las curvas esfuerzo-deformación eran irregulares. El tamaño de la muestra es muy importante para el ensayo de suelos residuales. Por ejemplo, Garga (1988) encontró que para un suelo residual de basalto denso fisurado, si se utilizaba una caja de 500 mm por 500 mm y altura de 290 mm, la resistencia era 1.5 a 3 veces menor que en un ensayo Triaxial de 36 mm de diámetro, en el rango de esfuerzos entre 50 y 350 kPa.

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo de Compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos.

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga.

Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia inconfiada.

$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.

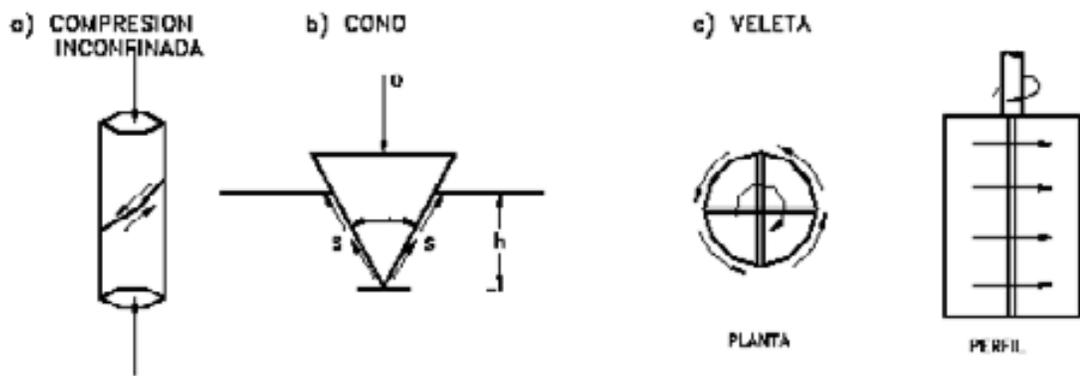


Figura 6: Ensayos de cortante

ENSAYOS IN SITU

La utilización de ensayos in situ permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes razones:

- a. Se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento.
- b. El tamaño de la muestra es mayor y más representativo de la masa de suelo.

Hay una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia al cortante in situ, bien sea en forma directa o indirecta, a través de correlaciones empíricas o semiempíricas.

Cuando se planea un programa de investigación que requiere la determinación de los parámetros de resistencia al cortante, se deben analizar los diversos equipos y sistemas disponibles y las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos, teniendo en cuenta las necesidades del diseño y cómo la confiabilidad de esos parámetros van a influenciar el comportamiento de los diseños.

Los tipos de ensayo más utilizados se indican en la Tabla 1.

Tabla 1: Ensayos de resistencia in situ

Ensayo	Observaciones y limitaciones
Corte directo en el campo	Se realiza generalmente en apiques poco profundos, consume mucho tiempo y es costoso.
Veleta	Recomendable para suelos finos solamente.
Corte en sondeo	El área de contacto es limitada y solo se recomienda para profundidades bajas.
Penetración estandar	Utilizado principalmente para suelos granulares y arcillas secas, duras.
Penetración de cono	Para suelos blandos o sueltos a densidad mediana, predominantemente suelos finos.
Presurómetro	Utilizado para todo tipo de suelos. Requiere de una excelente calidad del perímetro del sondeo. Es difícil de utilizar en suelos rocosos.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO IN SITU

Es un ensayo muy poco utilizado por su costo relativamente alto. La mayoría de los casos reportados en la literatura se refieren a ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de Corte directo de campo es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de fallas poco profundas. El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias máxima y residual tanto en material intacto como en discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo generalmente, se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor.

El tamaño de las muestras debe ser al menos 10 veces el tamaño máximo de partícula.

Tamaños típicos son 300 x 300 mm y 500 x 500 mm para suelos o roca meteorizada.

La excavación del apique y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con un cuidado muy especial para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez se excava el pedestal debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad. Si se desea realizar el ensayo a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (Rumbo y buzamiento) deben identificarse muy claramente, antes de iniciar el tallado de la muestra.

El equipo para realizar el ensayo de corte directo en campo consiste de pesos, apoyos y gatos hidráulicos. Durante el ensayo el alineamiento de la carga vertical debe mantenerse a medida que avanza el desplazamiento de corte.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

En el ensayo de penetración estándar se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg. que cae de una altura de 750 mm. El número de golpes requerido para enterrar el tubo 300 mm. se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' para arenas (Peck, 1974). También se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad relativa obtener el valor de ϕ' (Schmertmann, 1975).

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la

literatura son útiles solamente para gravas y arenas. Stroud (1974) desarrolló una correlación muy útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas, en el Reino Unido. La relación de Stroud es la siguiente:

$$c_u = 5N \text{ kPa.}$$

Esta correlación es utilizada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros.

ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO

En el ensayo de cono se introduce un cono con un ángulo θ , utilizando una fuerza Q.

La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$\tau = \frac{KQ}{h^2}$$

Donde:

h = Altura del cono

K = Constante que depende de θ y de Q

Con el valor de la resistencia a la penetración del cono, se puede obtener el ángulo de fricción ϕ' o la cohesión, para lo cual existen diferentes correlaciones.

La utilización del ensayo de cono en suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. Un desarrollo relativamente reciente es el piezocono, el cual mide la presión de poros, además de la resistencia no drenada (Figura 7).

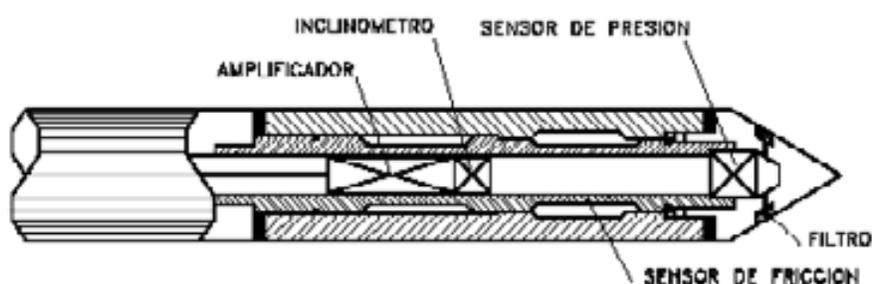


Figura 7: Detalle de un piezocono (Brenner 1997).

ENSAYO DE VELETA

En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2 está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7} \left(\frac{M}{\pi D^3} \right)$$

Donde:

M = Torque

D = Diámetro de la veleta

Por ejemplo, una veleta de altura de 100 mm., diámetro de 50 mm., puede ser utilizada para resistencias de 50 a 70 kPa. De acuerdo a Andresen(1981), este es el menor tamaño posible para determinar la resistencia al cortante de arcillas blandas. Sin embargo, Blight(1970) ha utilizado una veleta de altura de 38 mm. para obtener la resistencia de suelos residuales duros.

Generalmente, la aplicación de estos ensayos es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Sin embargo, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia máxima hasta de 300 kPa (Blight 1969).

Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de excavaciones perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en suelos residuales.

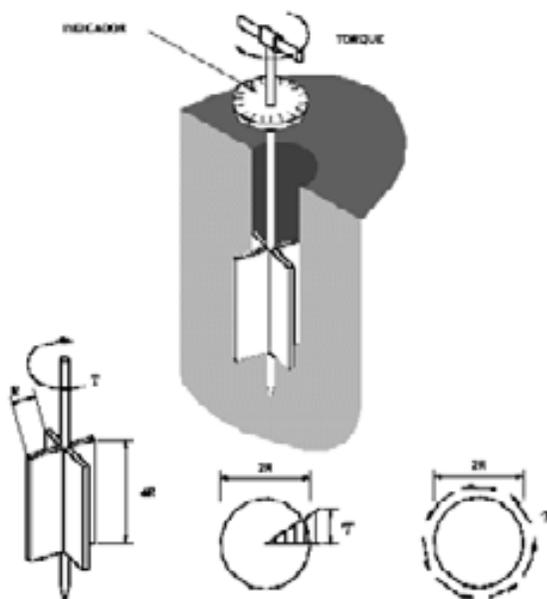


Figura 8: Detalle de un ensayo de veleta.

PRESURÓMETRO

El ensayo de Presurómetro también se le utiliza con algunas modificaciones para obtener la resistencia al cortante y las relaciones Esfuerzo – Deformación (Wroth, 1984). Pavlakis (1983), presentó resultados de muy buena co-relación entre el presurómetro y los ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

DIFERENCIAS ENTRE LAS RESISTENCIAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Hay por lo menos seis factores que influyen en el por qué la resistencia de las muestras medida en el laboratorio es diferente a la resistencia en el campo (Skempton y Hutchinson, 1969). Entre ellas se encuentra la técnica del muestreo, orientación de la muestra, tamaño de muestra, rata de corte, ablandamiento después de remover la carga y falla progresiva. Adicionalmente, a los factores mencionados, la resistencia al cortante de un suelo depende también, del grado de saturación, el cual puede variar con el tiempo, en el campo. Debido a las dificultades en el análisis de datos de ensayo de muestras no saturadas, generalmente en el laboratorio, las muestras se saturan con el objeto de medir las resistencias mínimas de cortante.

La orientación de las muestras es un factor muy importante en estabilidad de laderas, debido a que generalmente, los estratos de suelo poseen discontinuidades o fisuras y las fallas ocurren a lo largo de estas discontinuidades o juntas heredadas y este factor es difícil de tener en cuenta para la realización de ensayos de laboratorio.

Las predicciones de estabilidad basadas en resistencias de laboratorio pueden no ser confiables en muchos casos debido a la dificultad de obtener muestras realmente representativas, la medición de presiones reales de poros, el efecto de la fisuración y la resistencia gradual de resistencia con el tiempo especialmente en arcillas sobreconsolidadas y en suelos residuales de lutitas.

Tabla 2: Fuentes de deterioro de la muestra en suelos cohesivos (Jamiolkowski –1985)

Condición	Detalle	Observaciones
Alivio de esfuerzos	Cambio de esfuerzos debido a la excavación o sondeo.	La reducción de presión por el sondeo puede causar deformaciones excesivas en extensión. La sobrepresión puede causar deformaciones de compresión.
	Remoción del esfuerzo cortante in situ.	El resultado es el de unas deformaciones generalmente pequeñas.
	Reducción del esfuerzo de confinamiento	Expansión de gas (hurbujas)
Técnicas de muestreo	Geometría de la muestra: diámetro, longitud, relación de áreas, efecto de los accesorios, pistones, tubos, etc.	Estas variables afectan el radio de recuperación, la adhesión a lo largo de las paredes de la muestra y el espesor de la zona remoldeada a lo largo del perímetro de las muestras.
	Método de avance.	Es mejor una presión continua que el hincado a golpe.
	Método de extracción.	Para disminuir el efecto de succión en la parte baja de la muestra, es conveniente utilizar un rompedor de vacíos.
Procedimientos de manejo	Transporte.	Utilice un sistema adecuado de empaque y transporte. Evite golpes, cambios en temperatura, etc.
	Almacenamiento	Evite reacciones químicas, migración de agua debida al tiempo de almacenamiento, crecimiento de bacterias, cambios de volumen, etc.
	Extrucción y tallado	Minimice esfuerzos adicionales (hágalo con mucho cuidado).

Efecto de las técnicas de muestreo

El mejor sistema de toma de muestras es el de los bloques de gran diámetro; sin embargo, la obtención de este tipo de muestras es compleja y generalmente, las muestras se obtienen utilizando tubos Shelby o muestreadores de pared delgada con pistón. Incluso en el caso de que se obtengan muestras completamente inalteradas, el estado de esfuerzos de la muestra no corresponde al estado real en el campo. Los cambios de humedad, relación de vacíos y estructuras durante el muestreo y manejo de las muestras puede llevar a un estimativo pobre de la resistencia al cortante en el sitio.

Jamiolkowski (1985) presenta una descripción de las fuentes de alteración de las muestras en suelos cohesivos (tabla 2).

Anisotropía en la orientación de la muestra

La mayoría de los depósitos de suelos naturales y materiales residuales poseen un comportamiento anisotrópico con relación a la resistencia, permeabilidad y otras propiedades. Generalmente, los ensayos de laboratorio no tienen en cuenta esta Anisotropía y se miden las resistencias sobre determinados planos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Ilustre Municipalidad de Valdivia. “Estudio de Impacto Ambiental Plan Seccional Costero Niebla-Los Molinos-San Ignacio”, 1996.
2. INE. Censos 1982, 1992 y 2002.
3. SECPLAC Xª Región. “Plan de Ordenamiento y Desarrollo del Área Costera Niebla-Curiñanco Provincia de Valdivia”. 1979.
4. Roy Whitlow. “ Fundamentos de Mecánica de Suelos”. Cía. Editorial Continental S.A. Segunda Edición. 1994.
5. Ing. Gerardo Silva Ch. “Curso Mecánica de Suelos II”. Universidad de Santiago de Chile.
6. Jaime Suárez Díaz. “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
7. Eleazar Arreygue-Rocha, Víctor Hugo Garduño-Monroy, Paolo Canuti, Nicola Casaglie, Alberto Iottiy y Sergio Chiesa. “Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma, en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México”. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas. 2001.
8. Silvia Rafaelli. “Paisaje Erosivo en Cuencas de Montañas”. Tesis de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba Argentina. 2003.
9. Claudia Florez, María Mercedes Guerrero y María Juliana Hidrovo. “Estabilización de Taludes”. Pontificia Universidad Javeriana. 2002.
10. Scott E,Ronald. “Principles of Soil Mechanics”. Addison-Wesley Publishing Inc. 1ra. Edición, 1965.
11. Donald Taylor W. “Fundamentos de la Mecánica de Suelos”. Cia. Ed. Continental S.A., 4ta Ed. 1969.
12. Peter Berry L y David Red. “ Mecánica de Suelos”. Dep. of Civil Engineering U. Salford. McGraw-Hill Colombia, 1996.
13. Karl Terzaghi, Ralph Pech B. y Oreste Morett. “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica”. Ed. El Ateneo S.A., Barcelona. 1963.
14. William Lambe T., y Robert Whitman V. “Mecánica de Suelos”. Ed. Limusa México. 2da Edición, 1976.
15. B.K Houch. “Basic Soils Engineering”. The Ronald Press Inc, New York. 2da Edicion, 1969.