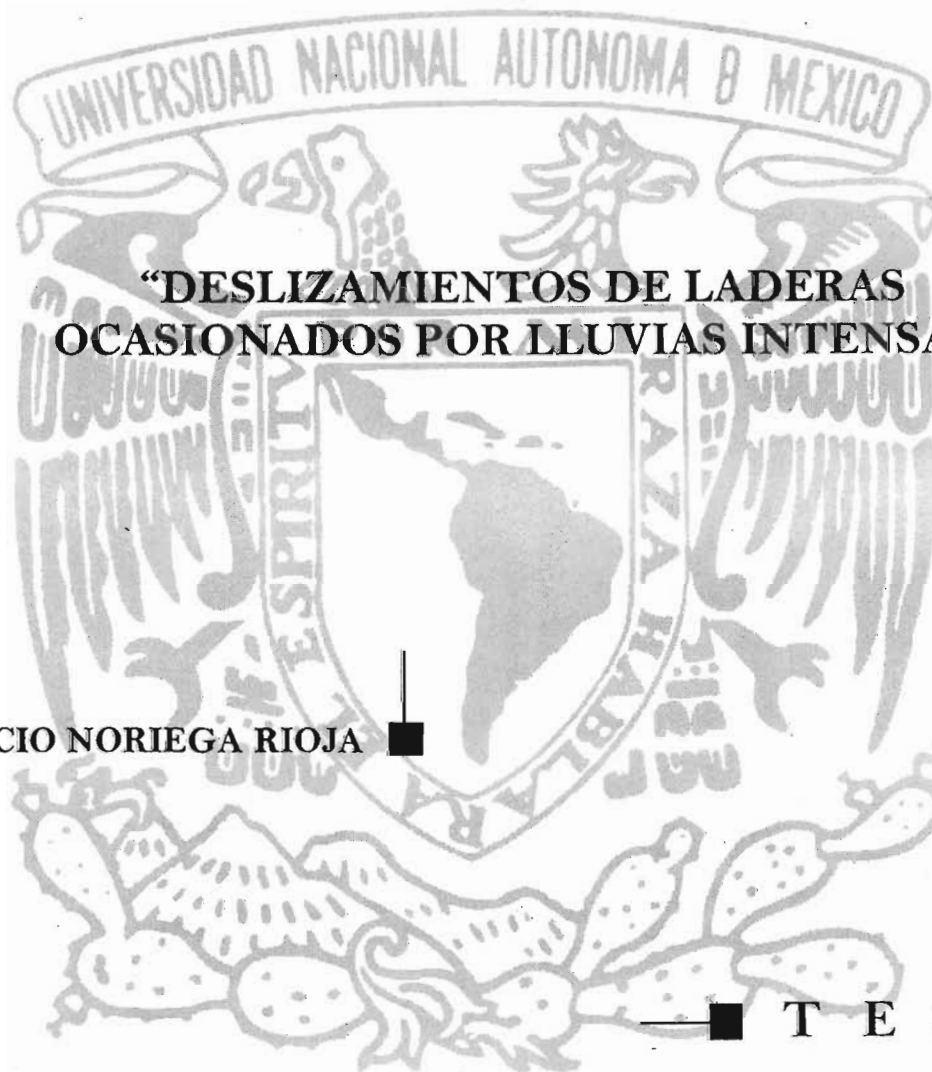


01149

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA



**“DESLIZAMIENTOS DE LADERAS
OCASIONADOS POR LLUVIAS INTENSAS”**

IGNACIO NORIEGA RIOJA

— ■ T E S I S

como requisito para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERIA
(GEOTECNIA)**

Director de Tesis:
Dr. Manuel J. Mendoza López

MÉXICO, D.F. 2005

m343652



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Dedico con mucho
cariño este trabajo a las
personas que más quiero y
que me apoyaron para su
realización Mamá, Papá,
hermanas, hermanos, amigos
y amigos.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Ignacio Noriega
Rosa

FECHA: 29/04/2005

FIRMA: [Firma manuscrita]

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a:

Silvia Raquel García Benítez, Leobardo Domínguez Morales, Marcos Orozco Calderón, Sr. Antonio Sánchez y a todas aquellas personas que de alguna u otra forma contribuyeron para llevar a cabo este trabajo.

Por su atinada dirección al Dr. Manuel J. Mendoza López

A la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería; mis profesores y amigos.

Por el apoyo técnico del CENAPRED e I de I –UNAM.

Gracias

Ignacio Noriega Rioja

DESLIZAMIENTOS DE LADERAS OCASIONADOS POR LLUVIAS INTENSAS

Ignacio Noriega Rioja

Director de Tesis: Dr. Manuel. J. Mendoza López

CONTENIDO

CONTENIDO.....	iii
----------------	-----

INTRODUCCIÓN	1
--------------------	---

ASPECTOS GENERALES	1
--------------------------	---

OBJETIVOS.....	2
----------------	---

CAPÍTULO 1 INESTABILIDAD DE TALUDES OCASIONADOS

POR LLUVIAS INTENSAS	1-1
-----------------------------------	------------

1.1 INTRODUCCIÓN.....	1-1
-----------------------	-----

1.2 LOS TRES TIPOS BÁSICOS DE INESTABILIDADES.....	1-1
--	-----

1.3 FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LADERAS.....	1-3
---	-----

1.3.1 Antecedentes o manifestaciones de inestabilidad de laderas.....	1-4
---	-----

1.3.2 Factores externos e internos.....	1-5
---	-----

1.4 VARIACIÓN DE LA ESTABILIDAD ANTE LLUVIAS INTENSAS	1-6
---	-----

1.4.1 Predicción de la presión de poro.....	1-9
---	-----

1.4.2 Relación entre lluvias y deslizamiento	1-12
--	------

1.4.3 Factor de seguridad y su uso en la evaluación del riesgo.....	1-15
---	------

1.5 RASGOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS QUE PROPICIAN INESTABILIDADES	1-17
---	------

1.5.1 Suelo residual	1-19
----------------------------	------

CAPÍTULO 2 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LADERAS CON SUPERFICIE

IRREGULAR DE FALLA	2-1
---------------------------------	------------

2.1 INTRODUCCIÓN.....	2-1
-----------------------	-----

2.2 MÉTODO GENERALIZADO DE LAS DOVELAS (MGD).....	2-1
---	-----

2.2.1 Superficie de falla	2-5
---------------------------------	-----

2.2.2 Suelos parcialmente saturados.....	2-6
--	-----

2.3 DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA JANBUNR	2-9
--	-----

2.3.1 Descripción del programa JanbuNR	2-9
--	-----

2.3.2 Creación del archivo de datos.....	2-11
--	------

2.3.3 Obtención y descripción del archivo de resultados	2-13
---	------

CAPÍTULO 3 CARACTERIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA TEZIUTLÁN,

PUEBLA.....	3-1
--------------------	------------

3.1 ANTECEDENTES HIDROMETEOROLÓGICOS DE LA REGIÓN	3-1
---	-----

3.2 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA DE LA ZONA.....	3-3
--	-----

3.3 GEOMETRÍA DE FALLA	3-5
------------------------------	-----

3.4 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS FALLADOS.....	3-8
--	-----

3.5 PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	3-9
--	-----

3.5.1 Descripción del equipo.....	3-10
-----------------------------------	------

3.5.2 Descripción de las pruebas.....	3-14
---------------------------------------	------

3.5.3 Estados de esfuerzo en la prueba torsionante monotónica	3-14
---	------

3.5.4 Ejecución de los ensayos.....	3-18
-------------------------------------	------

3.5.5 Análisis y resultados de las pruebas	3-19
--	------

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA..... 4-1

4.1 ANÁLISIS INVERSO DE LA INESTABILIDAD	4-1
--	-----

4.1.1	Procedimiento de cálculo.....	4-1
4.1.2	Resultados del análisis inverso	4-2
4.2	ANÁLISIS PARAMÉTRICO Y SUS RESULTADOS	4-4
4.2.1	Análisis paramétrico	4-4
4.2.2	Resultados del análisis paramétrico	4-4
4.2.3	Comparación de los factores de seguridad obtenidos con el MGD contra los calculados considerando las fuerzas de filtración	4-6
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		5-1
5.1	CONCLUSIONES	5-1
5.2	RECOMENDACIONES	5-3
REFERENCIAS		I
ANEXO A PROGRAMA JANBUNR.....		A-1
A.1	DIAGRAMA DE FLUJO	A-1
A.2	PROGRAMA FUENTE	A-26
A.3	ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA.....	A-34
A.3.1	Archivo de datos	A-34
A.3.2	Archivo de resultados.....	A-35
ANEXO B DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL FS Y PROCEDIMIENTO DE USO DEL MÉTODO DE JANBU (1973)		B-1
B.1	DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN PARA OBTENER EL FS.....	B-1
B.2	PROCEDIMIENTO DE USO DE LAS ECUACIONES JANBU (1973).....	B-3
ANEXO C EMPLEO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO EN EL DESLIZAMIENTO LA AURORA Y DE LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN EN EL MGD (1973)		C-1
C.1	EMPLEO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO PANDA	C-1
C.2	USO DE LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN EN LAS ECUACIONES DEL MGD	C-4

INTRODUCCIÓN

ASPECTOS GENERALES

La ocurrencia de eventos naturales en todo el mundo no puede evitarse, pero lo que sí podemos hacer es que sus efectos no se conviertan en desastres; ocurre uno de éstos cuando se sobrepasa la capacidad de respuesta de la zona afectada, requiriendo la asistencia y la intervención externa inmediatas. Para lograrlo, se efectúan investigaciones enfocadas a su prevención, y se realizan acciones de organización, coordinación y ejecución de protección civil.

Uno de los fenómenos naturales que afecta cada vez con mayor incidencia a una parte importante de la población, sobre todo en asentamientos irregulares, es la ocurrencia de movimientos repentinos pendiente abajo de masas de suelo y rocas; genéricamente, se les conoce como deslizamientos o inestabilidades de laderas o taludes naturales.

En la mayoría de los casos, las causas que detonan los deslizamientos son las lluvias intensas y prolongadas, los sismos fuertes y la actividad volcánica, o la combinación de ellas; para que ello suceda, dichas causas interactúan con las características geológicas y geomorfológicas del talud, así como las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen, hasta provocar su falla. También existen causas provocadas por el hombre conocidas como antropogénicas o antrópicas.

Generalmente los desastres por deslizamientos en México han sido detonados por lluvias intensas y prolongadas, y se han presentado en taludes formados por rocas jóvenes y suelos residuales. Algunos de ellos han dañado a la población cuando ésta se asienta en zonas inclinadas, con lo que se propician las fallas de talud al incrementarse la carga, al deforestarse el terreno y al provocarse flujos de aguas que se depositan al interior del talud por falta de drenaje. En otros casos, comunidades o poblados se asientan al pie del talud, haciéndolas vulnerables no sólo a la caída de materiales térreos o rocosos, sino al flujo de corrientes de agua e inundaciones.

Entre las áreas que se involucran en la solución del problema de desastres debido a inestabilidad de laderas ocasionados por lluvias intensas se encuentra la Mecánica de Suelos, en la que los especialistas han desarrollado técnicas y métodos de análisis de inestabilidad de laderas que involucran las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.

Considerando la importancia del problema expuesto, esta tesis se desarrolla enfocando los trabajos de investigación publicados en la literatura para implementar un método de análisis de inestabilidad de laderas, en un programa de computadora para PC. Así mismo se expone una explicación detallada de los factores más comunes e importantes que se manifiestan, antes de que se presente el problema de inestabilidad de laderas.

OBJETIVOS

En el problema de inestabilidad de laderas debido a lluvias intensas se reconoce a la presión de poro como una de las variables principales que lo provocan. Para analizar la influencia que tiene dicha variable sobre este fenómeno, se expone el método generalizado de las dovelas propuesto por Janbu, que considera superficies de falla con forma irregular, y se desarrolla un programa de computadora para PC; éste es el resultado de una modificación al propuesto por el *United States Geological Survey (USGS)*. Como ejemplo, para mostrar su aplicación y buen funcionamiento, se aborda en particular el deslizamiento y flujo de suelos ocurrido en la Colonia La Aurora de Teziutlán, Pue., el 5 de octubre de 1999. Al llevar a cabo lo anterior, se plantean como objetivos los puntos siguientes:

- Exponer el mecanismo general de reducción de resistencia de los materiales térreos, como resultado de la variación de la presión de poro.
- Exponer la documentación del programa, el cual está basado en conceptos teóricos propuestos por Janbu; incluye el manejo del programa y equipo necesario para su ejecución.
- Describir tanto las características geométricas como propiedades índice de los materiales del deslizamiento La Aurora.
- Llevar a cabo un programa experimental de pruebas triaxiales con especímenes labrados de suelo muestreado en la superficie de falla del deslizamiento La Aurora, con los que se obtienen los parámetros de resistencia c' y ϕ' .
- Mostrar con los datos del deslizamiento La Aurora y con los parámetros de resistencia c' y ϕ' , la obtención de la presión de poro mediante un análisis inverso de inestabilidad de laderas.
- Presentar un análisis paramétrico para estudiar las variables que más influencia tienen sobre el factor de seguridad.

CAPÍTULO 1

INESTABILIDAD DE TALUDES OCASIONADOS POR LLUVIAS INTENSAS

1.1 INTRODUCCIÓN

El término general deslizamiento de una ladera se emplea para designar los movimientos talud abajo de materiales térreos, que resultan de los movimientos de suelos, rocas y vegetación, bajo la influencia de la gravedad. Dichos materiales se pueden mover por derrumbe o caída, deslizamiento, flujo y desplazamiento lateral. Algunos deslizamientos son rápidos, ocurriendo en segundos, mientras que otros pueden tomar horas, semanas, meses, o aun lapsos mayores para que se desarrollen.



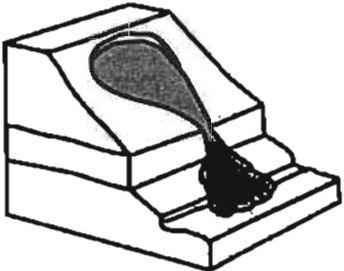
Schuster (1996) reconoce que de los 25 deslizamientos más catastróficos del Siglo XX a nivel mundial, diez fueron disparados por lluvias intensas, nueve por eventos sísmicos, tres por erupciones volcánicas y el resto se desconoce la causa, pero pudo haberse debido a la combinación de los anteriores. Usualmente los deslizamientos suceden en taludes escarpados, cortes, terraplenes de carreteras, minas a cielo abierto, bancos de materiales, laderas de cerros, cañadas, barrancas y riberas de ríos, lagunas o vasos de presas.

1.2 LOS TRES TIPOS BÁSICOS DE INESTABILIDADES

Terzaghi (1950) menciona que se han realizado diferentes clasificaciones de deslizamientos de taludes, todas ellas con puntos de vista y términos propios de la especialidad a la que pertenece el autor. Aquí se presenta una clasificación detallada, con base en los tres tipos básicos de deslizamientos, así como nombres específicos de movimientos de masas que se incluyen en cada uno de ellos. Su realización se llevó a cabo considerando únicamente las formas de superficies más comunes de fallas que se han presentado independientemente del factor que las haya detonado.

Las tres principales inestabilidades consisten en caídos o volcamientos, deslizamientos y flujos. Los primeros suceden al desprenderse o volcarse bloques o fragmentos rocosos, que caen con gran velocidad casi en caída libre. Los deslizamientos o fallas de talud ocurren cuando la masa más externa de una ladera, y hasta cierta profundidad, se corta, desliza y se mueve como una unidad pendiente abajo sobre una superficie de falla. Usualmente la masa fallada se mantiene sobre la superficie de deslizamiento; esta última sólo puede apreciarse en el extremo superior cerca de su corona, a través de lo que conocemos como escarpa principal. Los flujos de tierras y lodos se caracterizan porque la masa deslizante se rompe y disgrega conforme se mueve pendiente abajo, generando que fluya una masa viscosa que literalmente se vacía talud abajo de la ladera. En la Tabla 1.1 se describen las tres principales inestabilidades, así como dibujos que las representan.

Tabla 1.1 Resumen de las tres principales inestabilidades y figuras que las representan (Mendoza et al., 2002).

Inestabilidad	Incluye
<p>CAÍDOS o DERRUMBES. Movimientos abruptos de suelos y fragmentos aislados de rocas que se originan en pendientes abruptas y acantilados, por lo que el movimiento es prácticamente de caída libre, rodando y rebotando:</p> 	<p>Desprendimientos. Caída de suelos producto de la erosión o de bloques rocosos, atendiendo a discontinuidades estructurales (grietas, planos de estratificación, o fracturamiento) proclives a la inestabilidad.</p> <p>Vuelcos o volteos. Caída de bloques rocosos con giro hacia adelante y hacia fuera, propiciados por la presencia combinada o independiente de discontinuidades estructurales (grietas de tensión, formaciones columnares, o diaclasas) que tienden a la vertical y a fuerzas externas (empujes hidrostáticos, fuerzas sísmicas).</p>
<p>DESLIZAMIENTOS. Movimientos de una masa de materiales téreos pendiente abajo, delimitada por una o varias superficies de falla, que es donde desliza sobre la ladera remanente. Por la forma de la superficie de falla:</p> 	<p>Rotacionales. Deslizamientos en los que su superficie principal de falla resulta cóncava hacia arriba (forma de cuchara o concha), definiendo un movimiento rotacional de la masa inestable de suelos y/o fragmentos de rocas con centro de giro por encima de su centro de gravedad. A menudo estos deslizamientos rotacionales ocurren en suelos arcillosos blandos, aunque también se presentan en formaciones de rocas blandas.</p> <p>Translacionales. Deslizamientos en los que la masa de suelos y/o fragmentos de rocas se desplaza hacia afuera y hacia abajo, a lo largo de una superficie principal más o menos plana, con muy poco o nada de movimiento de rotación. Usualmente determinan deslizamientos someros en suelos granulares, o bien están definidos por superficies de debilidad en formaciones rocosas, tales como planos de estratificación, juntas y zonas de diferente alteración o meteorización de las rocas.</p>
<p>FLUJOS. Movimientos de suelos y/o fragmentos de rocas pendiente abajo de una ladera, en donde sus partículas, granos o fragmentos tienen movimientos relativos dentro de la masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser de muy lentos a muy rápidos, así como secos o húmedos:</p> 	<p>Flujos de lodo. Masa de suelo y agua que fluye pendiente abajo muy rápidamente, y que contiene por lo menos 50% de granos de arena y limo, y partículas arcillosas.</p> <p>Flujos de tierra o suelo. Masa de suelo y agua que fluye pendiente abajo muy rápidamente, y que contiene por lo menos 50% de granos de grava, arena y limo.</p> <p>Flujos o avalancha de detritos. Movimiento rápido de una mezcla en donde se combinan suelos sueltos, fragmentos de rocas, y vegetación con aire y agua atrapados, formando una masa viscosa o francamente fluida que fluye pendiente abajo.</p> <p>Creep o flujo muy lento. A diferencia de los casos anteriores, es un movimiento constante pendiente abajo pero muy lento de suelos y rocas, en el que no se define con precisión la superficie de falla.</p> <p>Lahar. Flujo de suelos o detritos que se origina en el talud de un volcán, generalmente disparado por lluvias intensas que erosionan depósitos volcánicos, deshielo repentino por actividad volcánica, o bien por rotura o desbordamiento de represas de agua.</p>

En la Fig. 1.1 se presenta de manera gráfica la nomenclatura para identificar las partes que componen un deslizamiento.

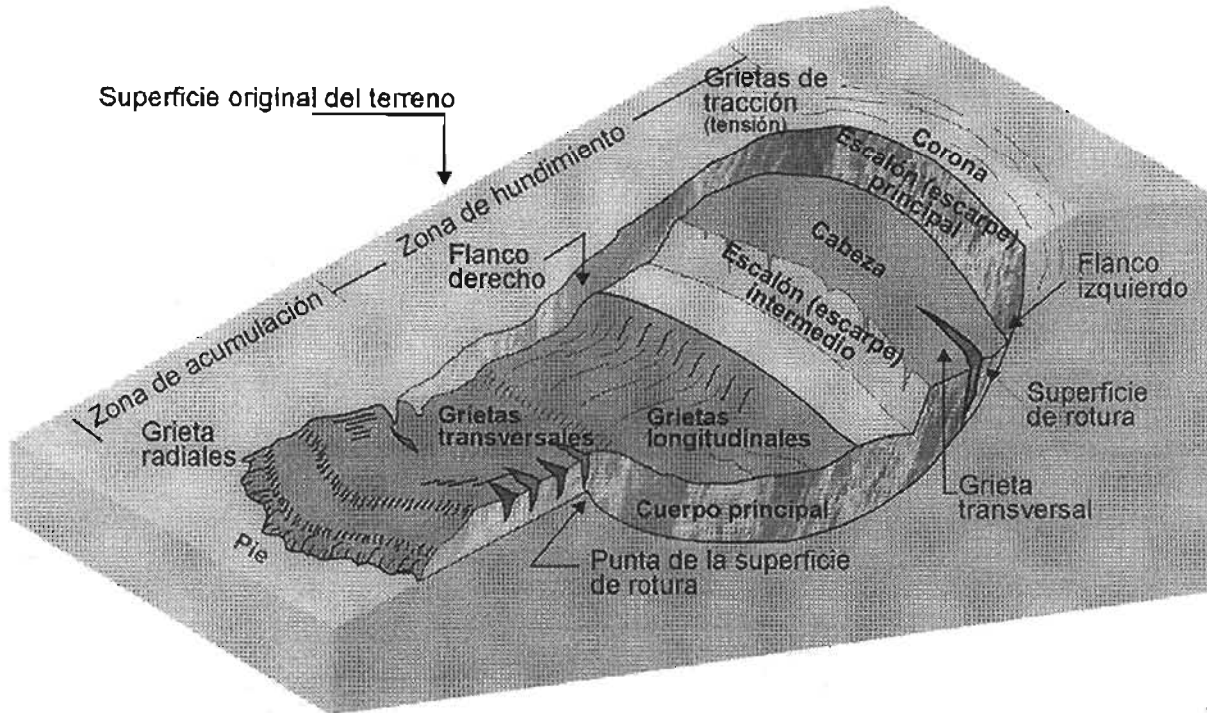


Figura 1.1 Nomenclatura de un deslizamiento

1.3 FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LADERAS

Sin duda, las lluvias intensas no son el único factor que está involucrado para que se presente la inestabilidad en una ladera, pero en la mayoría de los casos es el detonante para que se dé su deslizamiento. Con el fin de clasificar los diferentes factores que afectan la condición de equilibrio de una ladera, diferentes investigadores han hecho diversas propuestas de acuerdo a su criterio y experiencia. Terzaghi (1950) los agrupó en aquellos que están relacionados con esfuerzos tectónicos, peso del material que forma la ladera y el agua; Broms (1991) reconoce entre estos factores a los geológicos, hidrológicos, topográficos y climáticos.

En los problemas de inestabilidad de laderas, los factores que provocan el desequilibrio se pueden presentar de manera combinada; en ocasiones su repetida presencia en una zona va alterando paulatinamente las laderas hasta su falla.

1.3.1 Antecedentes o manifestaciones de inestabilidad de laderas

Por fortuna, gran parte de los problemas de inestabilidad de laderas tienen antecedentes o manifestaciones que permiten señalar la posibilidad de un deslizamiento futuro. Las manifestaciones tempranas, como grietas o escarpes son síntomas tempranos que permiten presumir una inestabilidad de ladera a corto o mediano plazo. De ahí el interés de distinguirlas para evitar o mitigar sus efectos. A continuación se enlistan algunas manifestaciones de campo con las características siguientes:

- Salientes, hendiduras y agrietamientos en la parte alta (corona) de una ladera; éstos son causados por deslizamientos previos, o son signo de deslizamientos futuros.
- Taludes con una superficie empinada o irregular, atestiguando los remanentes de depósitos de un deslizamiento; éstos tienen un potencial alto para convertirse en un flujo o avalancha de detritos.
- Depresiones, las que frecuentemente están cubiertas por acumulaciones de suelos, colectando agua superficial.
- Taludes con filtraciones de agua, que pueden estar influenciadas por agua proveniente del interior de la ladera, incluso resultado de fenómenos tales como tubificación y erosión interna.
- Taludes con bloques rocosos o muchos cantos rodados; ante pendientes fuertes y con echados favorables, tienen un alto potencial para generar caídos de roca.
- Vegetación; sus cambios bruscos pueden estar asociados a la presencia o ausencia de agua en la ladera, la que influye en las propiedades mecánicas del terreno; o bien, una discontinuidad tal como una grieta o falla que favorezca una inestabilidad. Adicionalmente, laderas con mucha vegetación en las que los árboles, postes o cercas muestran una posible inclinación hacia el pie del talud son evidencia inequívoca de movimiento talud abajo de una ladera, Fig.1.2.
- Actividades antropogénicas que agudizan la ocurrencia de deslizamientos; éstas están asociadas a la deforestación en laderas y en las cercanías de su corona y pie, así como a fugas de agua potable o a ductos de drenajes que depositan el agua que conducen sobre laderas, provocando en ellas presiones de poro que en algunos casos inducen su falla.

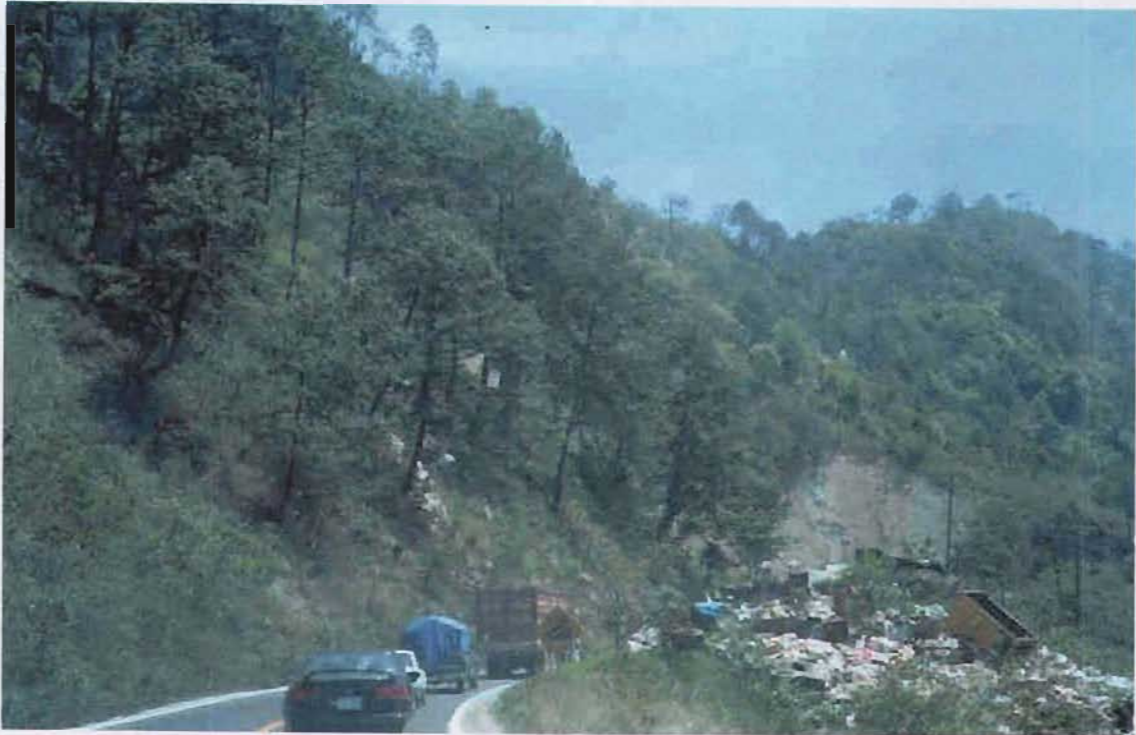


Figura. 1.2 Ladera con algunos árboles inclinados en su superficie

1.3.2 Factores externos e internos

El factor de seguridad (FS), usualmente se expresa desde el enfoque clásico de un análisis de estabilidad global, como el cociente mínimo entre la resistencia media al esfuerzo cortante (τ_r), y el esfuerzo cortante medio actuante (τ) en un talud. Si consideramos la existencia de una ladera, deberemos asumir que $\tau_r > \tau$, y que por tanto el cociente FS es mayor que la unidad. La condición de falla inminente en una ladera se presenta cuando se cumple que $\tau_r = \tau$, y por tanto $FS = 1$. Para que ello ocurra, el esfuerzo cortante medio actuante debe aumentar y/o la resistencia media al esfuerzo cortante del suelo debe disminuir, como se puede ver en la ec 1.1. En general, en la variación por fenómenos naturales de estas dos variables, podemos distinguir los factores externos y los factores internos. Entre los primeros, que inciden directamente en el valor de τ , podemos considerar las posibles cargas externas aplicadas, la modificación de la pendiente de la ladera, etc. Por el otro lado, entre los segundos podemos englobar los mecanismos que provocan una reducción de la resistencia cortante, τ_r ; fenómenos naturales tales como el intemperismo y la erosión, que generan disgregación y descomposición de materiales en zonas áridas. Sin embargo, el mecanismo más simple y rápido para modificar la resistencia es la generación de presión de poro, cuando el agua se acumula en el material térreo de la ladera debido a lluvias muy intensas, como se explica en el subinciso 1.4.

$$FS = \tau_r / \tau \quad (1.1)$$

En la Tabla 1.2 se identifican los factores que intervienen en la inestabilidad de laderas por naturaleza, nombre y condición de inestabilidad.

Tabla 1.2 Factores Internos y externos que por las lluvias modifican la estabilidad de laderas.

Naturaleza	Nombre del factor	Condición de inestabilidad
Externo	Ancho de las grietas existentes	Aumenta
	Socavación del talud	Aumenta
	Erosión en el pie del talud	Aumenta
	Vegetación	Disminuye
	Presencia de deformaciones tectónicas o volcánicas	Aumenta
	Altura del talud	Aumenta
	Pendiente del talud	Aumenta
	Cargas debido a construcciones	Aumenta
Interno	Presión de poro	Aumenta
	Succión mátrica y/o osmótica	Disminuye
	Contenido de agua	Aumenta
	Resistencia al esfuerzo cortante	Disminuye
	Ángulo de fricción interna	Disminuye
	Cohesión	Disminuye
	Erosión subterránea	Aumenta
	Peso volumétrico del material que forma el talud	Aumenta
	Perfil del grado de alteración (desde suelo residual hasta roca maciza)	Aumenta
	Superficie de falla	Aumenta
Permeabilidad	Aumenta	

1.4 VARIACIÓN DE LA ESTABILIDAD ANTE LLUVIAS INTENSAS

En este inciso se expone el mecanismo general de reducción de resistencia de los materiales térreos, como resultado de la variación de la presión de poro, que finalmente en ocasiones con las fuerzas de filtración determina inestabilidades en laderas al estar sometidas a lluvias intensas. Se enfatiza cómo a lo largo de una potencial superficie de falla, la presión de poro media cambia de valores muy bajos, que incluso podrían ser negativos -succión mátrica- en temporada de estiaje, a valores positivos altos durante períodos prolongados de lluvia.

En cada ladera ocurren fluctuaciones en los niveles del agua del terreno, de acuerdo a las variaciones estacionales y cambios climáticos a los que año con año está expuesta. Así en la temporada de sequía el suelo se mantiene parcialmente saturado, generándose incluso tensión o presión negativa en el agua, tal como indican las mediciones mostradas en la Fig. 1.3 (Deutscher, 2000), lo que define temporalmente una resistencia cortante relativamente alta del material.

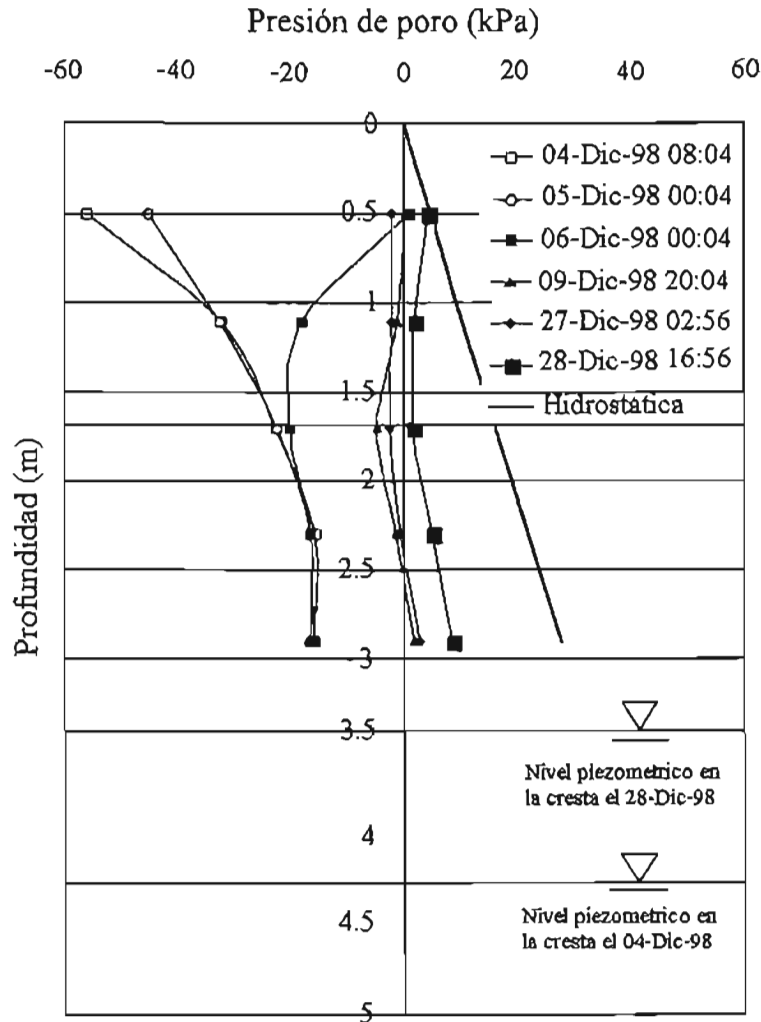


Figura 1.3 Evolución de la presión en el agua del suelo de una ladera en Singapur (Deutscher, 2000)

Para lograr las mediciones Deutscher instrumentó una ladera en Yishun al norte de Singapur con 30 tensiómetros distribuidos desde la corona hasta el pie a 0.5, 1.1, 1.7, 2.3 y 2.9 m de profundidad; 6 piezómetros tipo Casagrande localizados en la corona, en la parte media del talud y en el pie para conocer la profundidad del nivel freático; y un pluviógrafo para obtener la intensidad, duración y volumen de cada lluvia. Al sistema de adquisición de datos se le instaló un sensor de lluvia para tener un arranque de monitoreo automático en el momento de una lluvia.

Al ocurrir precipitaciones intensas y prolongadas la succión se pierde e incluso se genera una presión positiva en el agua; en la Fig. 1.4a se esquematiza el aumento del tirante de agua dentro del suelo de la ladera, que es lo que sucedería internamente ante lluvias intensas y prolongadas. Tal aumento de presión de poro va en detrimento de su resistencia, atendiendo al principio de los esfuerzos efectivos; en efecto, debe tenerse presente que cuando la presión de poro aumenta, el nivel de esfuerzos efectivos disminuye, y consecuentemente también se reduce la resistencia efectiva del suelo; en la Fig. 1.4b aparece la trayectoria de esfuerzos efectivos al aumentar la presión de poro, hasta tocar la envolvente de resistencia. Es posible que la trayectoria horizontal no sea del todo horizontal sino que tenga una ligera pendiente descendente en virtud del esfuerzo desviador que se afecta en la medida que el suelo va aumentando su grado de saturación. La situación anterior puede visualizarse también como la disminución del FS conforme aumenta el nivel del agua, tal como se muestra en la Fig. 1.4 c.

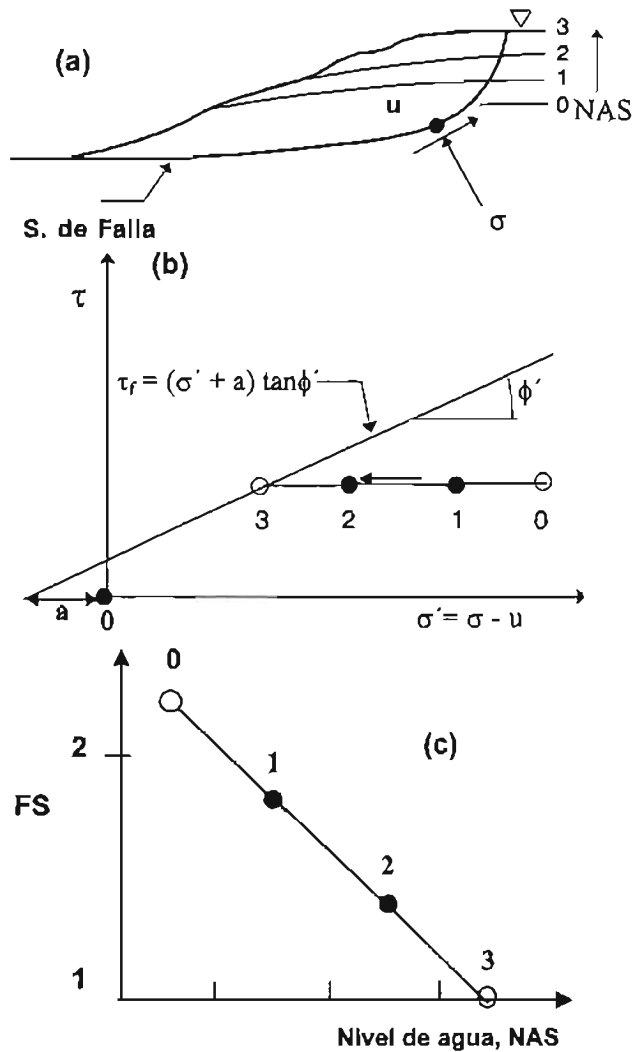


Figura 1.4 Efectos del nivel de agua sobre el factor de seguridad, FS, (Janbu, 1989)

El mecanismo antes descrito se ha documentado y medido en diversos ambientes geológicos (Brand, 1981; Alonso *et al.*, 1996; Faisal, 2000; Deutscher *et al.*, 2000), el cual se distingue como común detonador de inestabilidades a las lluvias severas. Se aprecia gran avance en diferentes países, destacando los asiáticos, en el estudio de la relación entre la estabilidad de taludes y el régimen climático; en particular, en lo referente a la ocurrencia de lluvias intensas, y a su influencia en la evolución de la succión mátrica y de la presión de poro en suelos residuales que conforman una ladera. La información al respecto en nuestro país es muy reducida; sin duda deben emprenderse actividades de laboratorio y campo que la generen, la cual es básica en la cuantificación de las condiciones de estabilidad en laderas naturales. Estas acciones deben contemplarse dentro de un objetivo final orientado al alertamiento contra posibles deslizamientos de laderas naturales. Ello exige el concurso de profesionales de diferentes disciplinas (geotecnia, geohidrología, geología, geomorfología, geografía, meteorología y telecomunicaciones) poniendo en juego los medios y recursos tecnológicos más recientes.

1.4.1 Predicción de la presión de poro

Durante la ocurrencia de lluvias intensas y prolongadas la succión se reduce drásticamente, pero en ocasiones no se elimina completamente y continúa contribuyendo a la estabilidad del talud (Sweeney y Robertson, 1982); esta condición es una de las principales razones de la estabilidad de un talud o ladera natural, principalmente en suelo residual.

Para considerar el valor de la presión de poro en el análisis de estabilidad de laderas, se recomienda utilizar valores críticos, que se hayan medido *in-situ* sobre taludes con geología similar. Para medir la presión de poro crítica, se requiere instrumentar una ladera a profundidades apropiadas con piezómetros y tensiómetros, entre otros, adecuados para su monitoreo durante largo tiempo.

A continuación se presenta un caso historia de instrumentación realizado para estudiar la variación de la precipitación pluvial y la succión en el terreno de una ladera en Malasia (Faisal, 2000). Las succiones fueron medidas con tensiómetros y bloques mátricos o de humedad, instalados a diferentes profundidades; y la precipitación, con un pluviómetro de cubeta automático. En la Fig. 1.5 se muestra el arreglo esquemático de la instrumentación de campo, así como un esquema de la colocación *in-situ* de tensiómetros. Para el monitoreo fue empleado un sistema automático de adquisición de datos, el cual permite un monitoreo prácticamente continuo y que resuelve los problemas de confiabilidad, accesibilidad y seguridad, sobre todo durante lluvias muy intensas. La lectura de estos transductores fue registrada automáticamente con una periodicidad establecida (10 ó 30 minutos) atendiendo a la rapidez en el cambio de la succión medida. El sistema de adquisición de datos estaba soportado por una unidad de energía solar. La ladera estudiada forma parte de un corte en una autopista en Malasia, constituida por suelos residuales; en la Fig. 1.6 se presenta su sección transversal y el arreglo de los sensores.

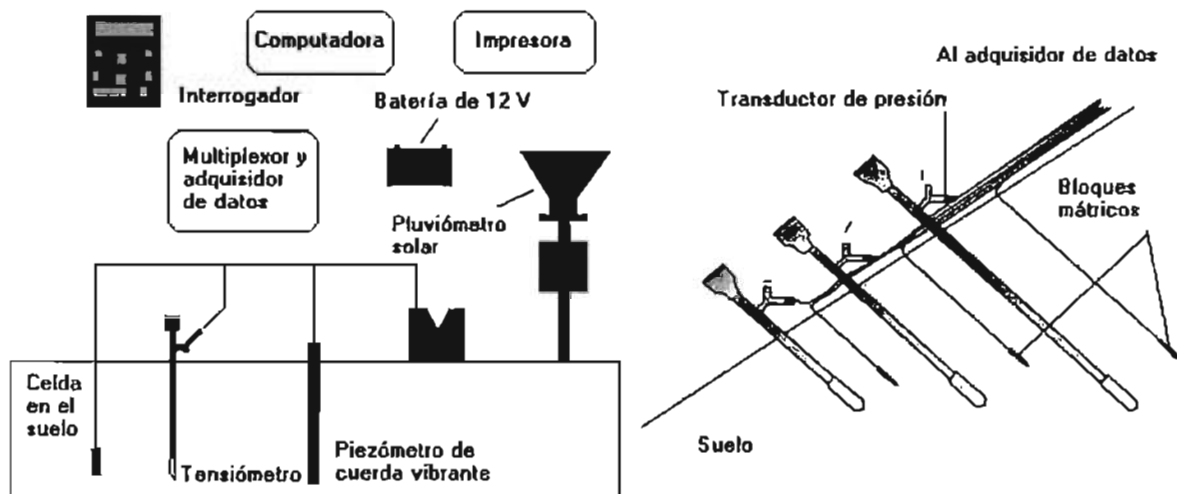
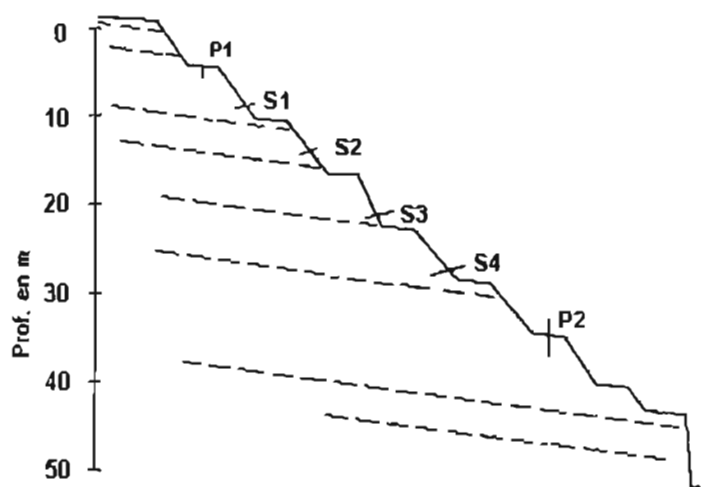


Figura 1.5 Esquema de la instrumentación de una ladera en Malasia (Faisal, 2000)



P1 y P2 Posición de los piezómetros
 Instrumentación para la medición de succión con la configuración siguiente en cada posición
 S1 a S4 Tensiómetro y termómetro a 30, 92 y 124 cm de profundidad

Figura 1.6 Sección transversal del corte y arreglo de Instrumentos (Faisal, 2000)

En la Fig. 1.7 se muestran las respuestas de los tensiómetros ubicados en la bermá 4. Se distingue que las lecturas de succión para los sensores más superficiales son mayores que las de los más profundos. Además, la respuesta debida a la lluvia es menos pronunciada conforme aumenta la profundidad; asimismo, al ocurrir un cierto lapso sin lluvia, se aprecia un aumento de succión, y una reducción repentina con la ocurrencia de lluvias.

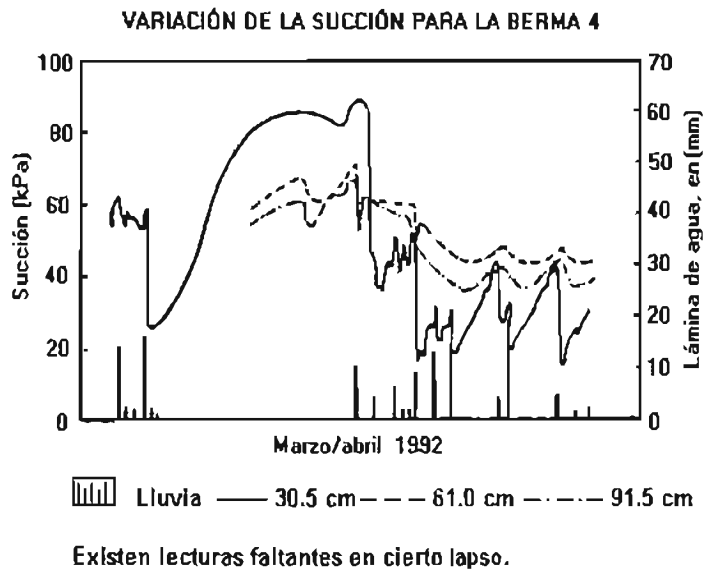


Figura 1.7 Evolución de la succión mátrica en la berma 4, en el lapso de marzo-abril, 1992 (Falsal, 2000).

En la Fig. 1.8 se muestra la variación de la succión con la lluvia para una de las bermas del sitio en estudio. Claramente se distingue que conforme la profundidad se incrementa, la succión mátrica se reduce.

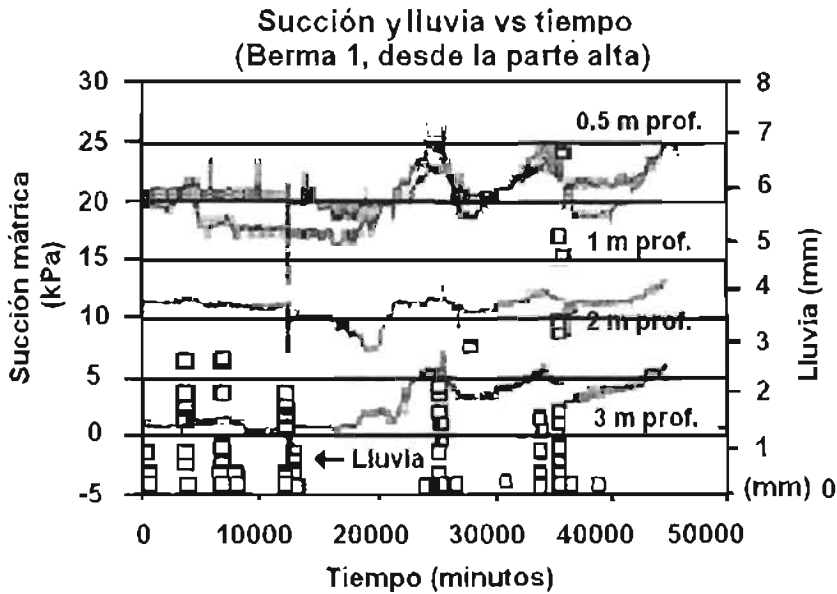


Figura 1.8 Variación de la succión mátrica con la lluvia para un mes de duración (Falsal, 2000).

Estos resultados nos indican la existencia de periodos o tiempos clave que deben considerarse en programas de monitoreo (Mendoza *et al.*, 2000); éstos son:

- Al final de un periodo seco prolongado, cuando las presiones en el agua se encuentran en un mínimo (esto es, la estabilidad de una ladera en un máximo).
- Siguiendo un evento o una serie de eventos de lluvias intensas, cuando la presión en el agua alcanza un máximo (o sea, la estabilidad de una ladera en un mínimo).
- Durante un evento de lluvia significativa, cuando la distribución de la presión en el agua se encuentra en transición.

La expresión que comúnmente se utiliza para incluir el nivel de aguas freáticas es el cociente de presión de poro, $r_u = \gamma_w z / \gamma_t z = u / \gamma_t z$; con esta expresión se puede analizar el aumento del nivel de aguas freáticas desde la superficie de falla hasta la superficie natural, como más adelante se puede ver en el análisis paramétrico de la ladera que se realiza para el deslizamiento de la Colonia La Aurora.

1.4.2 Relación entre lluvia y deslizamiento

Como resultado de los estudios que se han llevado a cabo para conocer la relación entre las lluvias y la ocurrencia de deslizamientos, se han obtenido correlaciones entre ciertos tipos de fallas de talud con diferentes patrones de lluvias. Dicha correlación junto con estudios de los diferentes campos que estudian el fenómeno de deslizamiento de laderas proporcionan una base amplia de conocimientos para predecir fallas de talud.

Un ejemplo que muestra dicha relación se presenta en la Fig. 1.9 en la que se observa un patrón de comportamiento similar al de zonas con una estadística de centenares de deslizamientos a través de decenios, Brand (1985). De hecho, un caso -historia de interés en México que podría ser uno de los pocos deslizamientos documentados en el país con tal comportamiento, es el de los deslizamientos de Teziutlán, Pue. de 1999, para el que se cuenta con registro pluviométrico diario, ver Fig. 3.1.

Debe considerarse que los estudios realizados por Brand (1985) para prevenir desastres debidos a lluvias intensas en Hong Kong, no deben adoptarse de forma idéntica en otros lugares, sino que deben considerarse las condiciones particulares de cada sitio. Así pues, para nuestro país, esa información da pautas de comportamiento y órdenes de magnitud de los umbrales de lluvia a partir de los cuales ocurren inestabilidades. Cabe observar que prestan gran atención no sólo al registro de la precipitación diaria, sino a la precipitación horaria como variable significativa de la intensidad de lluvia asociada a los deslizamientos. Otro aspecto que destaca su estudio es la gran cantidad de estaciones pluviométricas para cubrir una región relativamente pequeña, Fig. 1.10 a; lo cual se justifica por las grandes variaciones en la intensidad de lluvia debidas a los accidentes topográficos, para un mismo evento, en lugares geográficos relativamente cercanos, como se aprecia en la Fig. 1.10 b.

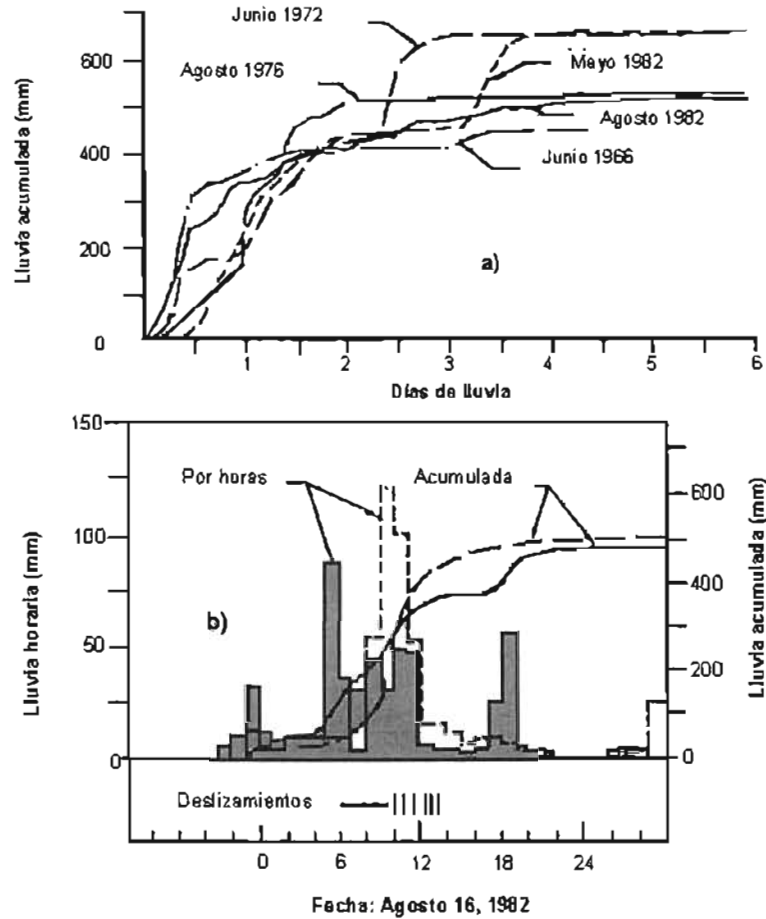


Figura 1.9 a) Tormentas más severas en Hong Kong entre 1963 y 1983; y, b) Ocurrencia de deslizamientos en relación con las lluvias (Brand, 1985)

Como resultado, de la observación y registro de estos eventos en Hong Kong, uno de los sitios más estudiados del mundo por los investigadores chinos, han llegado a las conclusiones siguientes:

- Los deslizamientos en su gran mayoría son inducidos por lluvias cortas y localizadas con intensidad alta, los cuales ocurren prácticamente al mismo tiempo que el pico de lluvia horaria.
- La lluvia antecedente no es un factor mayor en la ocurrencia de deslizamientos, excepto en casos de deslizamientos menores que tienen lugar bajo lluvias de relativamente baja intensidad. En estos casos, sólo la lluvia antecedente de unos cuantos días parece ser significativa.
- Una intensidad de lluvia de aproximadamente 70 mm/hora, considerando los factores externos e interno, parece ser el umbral arriba del cual ocurren los deslizamientos. El

número de deslizamientos y la severidad de sus consecuencias aumenta dramáticamente conforme crece la intensidad horaria respecto a este umbral.

- La lluvia de 24 horas generalmente refleja lluvias cortas de intensidad alta, y puede por tanto usarse como un indicador de la probabilidad de deslizamientos. Una lluvia de 24 horas de menos de 100 mm es muy improbable que provoque un deslizamiento mayor.

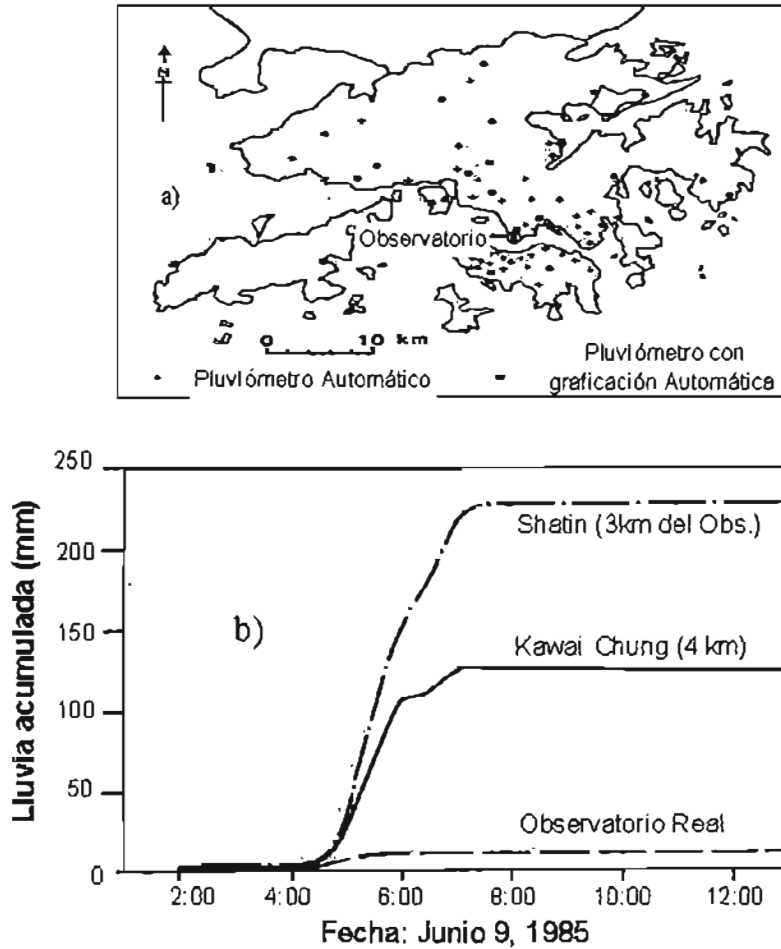


Figura. 1.10 Ubicación de estaciones pluviométricas en Hong Kong y variaciones en la precipitación a distancias pequeñas (Brand, 1985).

Una forma práctica de presentar los resultados del estudio de correlación lluvia-deslizamiento de manera resumida es la Tabla. 1.3. En ella se muestra la frecuencia aproximada de deslizamientos en términos de las lluvias de 24 horas y de una hora. De hecho, esta simple información constituye en gran medida la base del sistema de alertamiento contra deslizamientos que utilizan en Hong Kong. Sin embargo, es claro que estos umbrales son distintos para otros sitios con climas y ambientes geológicos diferentes; así por ejemplo, se relatan (Alonso y coautores, 1996) inestabilidades en terraplenes y laderas en el noreste de España, durante dos días de lluvias “extremadamente intensas”, como las califican dichos autores, con sólo 122 y 56 mm.

Tabla 1.3 Relación aproximada entre Intensidad de lluvia y deslizamiento de laderas en Hong Kong (Brand, 1985)

EFECTOS DEL DESLIZAMIENTO		FRECUENCIAS
Lluvia horaria (mm)	Desastrosos	1 en 5 años
	Severos	1 en 2 años
	Menor	3 en 1 año
	Ninguno	—
		Lluvia diaria (mm)
100		300
70		200
40		100
0		0

1.4.3 Factor de seguridad y su uso en la evaluación del riesgo

En la construcción de mapas de riesgo (tanto de vidas como de pérdidas económicas) de laderas inestables no se contempla realizar análisis de estabilidad de laderas debido a que, generalmente, se considera no práctico muestrear y obtener los parámetros de resistencia a través de una ladera. No obstante, es importante considerar el factor de seguridad en zonas de alto riesgo o con laderas inestables donde hay población y bienes económicos expuestos.

A continuación se muestra el método práctico del Manual Geotécnico que se usa en Hong Kong para el Diseño de Taludes, realizado por la *Geotechnical Control Office* (Brand, 1981), con el cual se involucra el FS en el diseño de taludes en zonas con diferentes niveles de riesgo. En la Tabla 1.4 se muestran los factores de seguridad recomendados para cortes de talud en suelo y roca contra el riesgo de pérdida de vidas y contra el riesgo de pérdidas económicas. Los valores son para condiciones de suelos saturados debido a lluvias con periodo de retorno de 10 años. Hay tres categorías de riesgo en cada caso: insignificante, bajo y alto.

El riesgo de vidas refleja la probabilidad de pérdida de vidas en el evento de falla, mientras que el riesgo económico refleja la probable magnitud de pérdidas económicas. Un caso de alto riesgo de vidas es el corte de un talud muy alto contiguo a un edificio habitado y, un caso insignificante de riesgo de vidas es el que amenaza una carretera secundaria poco transitada. Otros ejemplos de las dos categorías, tanto de riesgos de vidas como económicos, se muestran en las Tablas 1.5 y 1.6, respectivamente.

Tabla 1.4 Factores de seguridad especificados para cortes de talud en Hong Kong (Geotechnical Control Office, 1984)

		Riesgo de vidas		
		Alto	Bajo	Insignificante
Riesgo económico	Alto	1.4	1.4	1.4
	bajo	1.4	1.2	1.2
	Insignificante	1.4	1.2	>1.0

Tabla 1.5 Ejemplos de áreas afectadas por fallas de talud con categorías asignadas para riesgos de vidas en Hong Kong (Geotechnical Control Office, 1984)

Ejemplo	Riesgo de vidas		
	Insignificante	Bajo	Alto
(1) Fallas que afectan áreas de recreación en las ciudades	*		
(2) Fallas que afectan carreteras con baja densidad de tráfico	*		
(3) Fallas que afectan almacenes con productos no peligrosos	*		
(4) Fallas que afectan zonas con gran cantidad de gente, parques recreativos		*	
(5) Fallas que afectan carreteras con alto flujo vehicular y tráfico de personas		*	
(6) Fallas que afectan áreas de espera públicas, estaciones del Metro, autobuses o gasolineras.		*	
(7) Fallas que afectan edificios ocupados; zonas residenciales, comerciales e industriales.			*
(8) Fallas que afectan construcciones que almacenan productos peligrosos.			*

Tabla 1.6 Ejemplos de áreas afectadas por fallas de talud con categorías asignadas para riesgos económicos en Hong Kong (Geotechnical Control Office, 1984)

Ejemplo	Riesgo económico		
	Insignificante	Bajo	Alto
(1) Fallas que afectan áreas de recreación en las ciudades	*		
(2) Fallas que afectan comedores, carreteras de distribución y almacenes.	*		
(3) Fallas que afectan zonas abiertas como parques recreativos	*		
(4) Fallas en zonas rurales o carreteras principales de distribución.		*	
(5) Fallas que afectan servicios esenciales, los cuales podrían causar interrupción del servicio por algún periodo de tiempo.		*	
(6) Fallas que afectan carreteras urbanas o rurales o carreteras importantes.			*
(7) Fallas que afectan servicios esenciales, los cuales podrían causar pérdida de los servicios por un largo tiempo.			*
(8) Fallas que afectan construcciones, las cuales causan daños excesivos a las estructuras.			*

Por otra parte, el diseño de cortes de talud es común que se realice con bajos factores de seguridad para evitar costos excesivos. Para esta condición de trabajo, el valor del factor de seguridad debe tomar en cuenta las consecuencias de una posible falla en términos del riesgo de accidentes y riesgo de daños a propiedades y servicios.

1.5 RASGOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS QUE PROPICIAN INESTABILIDADES

Investigar los rasgos geológicos y geomorfológicos de las zonas en que se han presentado problemas de inestabilidad de laderas, nos ayuda a identificar los tipos de suelos y las geometrías que comúnmente favorecen a su inestabilidad con la presencia de un peculiar patrón de lluvia; así mismo, permite conocer las formas de superficies de fallas más frecuentes. Como resultado de dichas investigaciones se han creado métodos de análisis que ayudan a estimar la estabilidad de una ladera.

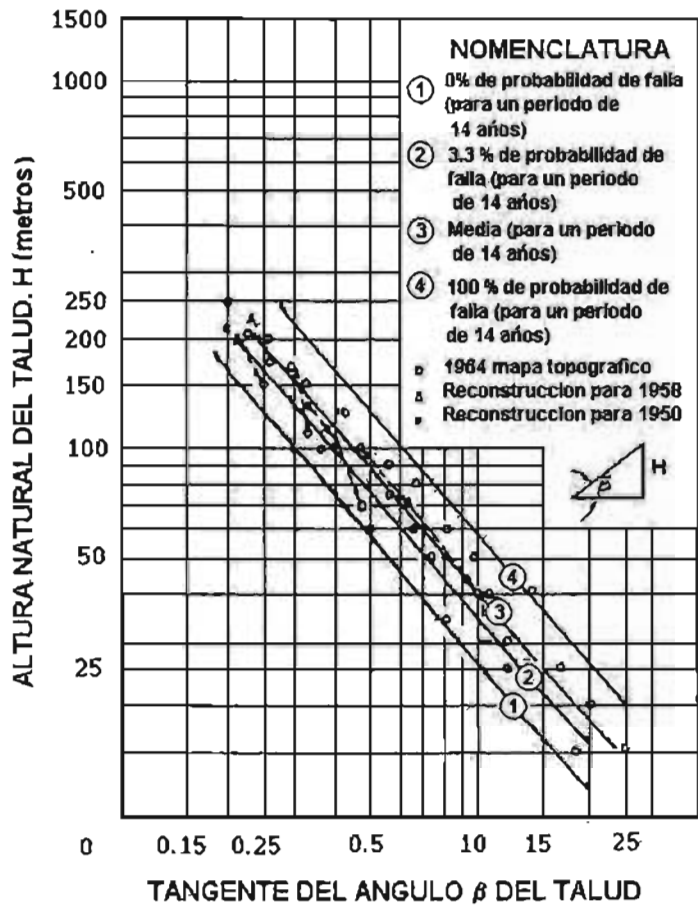


Figura 1.11 Gráfica logarítmica de alturas contra ángulos del talud para obtener la probabilidad de falla en laderas naturales cerca de Bogotá (Shuk 1965,1968).

Los métodos semi-empíricos tuvieron su origen en la experiencia y juicio de los ingenieros analistas o diseñadores, que fueron modificando gradualmente hasta formular reglas de diseño. Obviamente, estas reglas involucran la topografía, formación geológica y clima de una localidad; no obstante, pueden servir como guía para crear reglas de diseño en otro sitio. Los métodos semi-empíricos se realizan con estudios de exploración en taludes estables o inestables con geología similar, obteniendo una relación simple entre la altura y el ángulo del talud, como

se muestra en la Fig. 1.11, o desarrollar una complicada relación estadística entre un gran número de parámetros geológicos y geomorfológicos, como los de la Tabla 1.7.

En la práctica, un porcentaje elevado de cortes se proyectan con base en el criterio del ingeniero responsable, auxiliado cuando más, por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona. Esta forma de proceder se debe a que no es posible proporcionar reglas generales rígidas; cada caso es particular y debe afrontarse de manera individual. Algunas ideas para fijar la inclinación de cortes no calculados en las vías terrestres han sido generadas por la experiencia de ingenieros proyectistas, la cual constituye una valiosa ayuda en el diseño de taludes. En la Tabla 1.7 se muestra, como ejemplo, parte del sumario de ideas para establecer la inclinación de cortes no calculados, con recomendaciones para cortes practicados en diversos materiales, incluyendo varios tipos de rocas y diferentes suelos, entre los cuales se encuentran granitos, basaltos, tezontles, tobas, lutitas, areniscas, aglomerados, calizas, pizarras, arenas, arcillas, etc. El sumario reúne la experiencia de los ingenieros que trabajaron para el Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México, antecedente de la actual SCT.

Tabla 1.7 Taludes recomendados en cortes

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate)					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas finas (homogéneas)					Descopetar 1:1 la parte interpenetrada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					*Para cortes mayores de 15 m proyectar bermas a la mitad de la altura bien drenada
Craolín producto de la intemperización de granitos y dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar bermas de 6 m bien drenada (altura máxima 16 m).
Arenas limpias poco o nada compactas	Su ángulo de fricción interna con banquetas de 1 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.
*La construcción de la bermas requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecer una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.					

1.5.1 Suelo residual

En México, la mayoría de los deslizamientos que han impactado negativamente a la población, está asociada a inestabilidades en suelos residuales, coluviales y rocas intemperizadas, provocadas por lluvias intensas y prolongadas. Se reconocen a los suelos residuales como los productos de la alteración química de las rocas en el mismo sitio. En cuanto a los suelos coluviales, éstos también se derivan de las rocas pero llegan al lugar por medio de agentes de transporte como el agua.

Los suelos residuales se desarrollan en zonas con clima más bien tropical, donde se conjuntan temperaturas altas y precipitaciones abundantes; en México se destacan las de la vertiente del Golfo de México y las de la porción sureste y sur de la vertiente del Pacífico, las que se distinguen por suelos de colores rojizos. Un ejemplo que soporta la anterior descripción es el caso de los deslizamientos en Teziutlán, Pue. de 1999 (Mendoza., *et al* 2000), de entre los cuales se expone el caso de la colonia La Aurora más adelante. El grado de alteración y la extensión a la que la estructura original de la masa de roca se destruye o meteoriza, disminuye con la profundidad, formándose de esta manera perfiles de alteración que comprenden materiales con propiedades mecánicas muy diferentes, Fig. 1.12; éstos van desde suelo residual, en la superficie del terreno, hasta la roca sana que se encuentra a profundidad. Una clasificación del grado de alteración, adoptada por la *Geotechnical Control Office* (1984) para resolver problemas de inestabilidad de laderas en Hong Kong, da una descripción de las seis zonas en que se divide el perfil de alteración y que se muestra en la Tabla 1.8; los materiales de los grados I al III son tratados como rocas y del IV al VI como suelos. No es de extrañarse entonces, que con frecuencia las superficies de deslizamiento en materiales residuales se ubiquen más bien cerca de la superficie del terreno, no mayor a 7 metros (Inagaki y Yunohara, 1999), como ocurrió en el caso del deslizamiento y flujo de la Colonia La Aurora en Teziutlán, Pue.

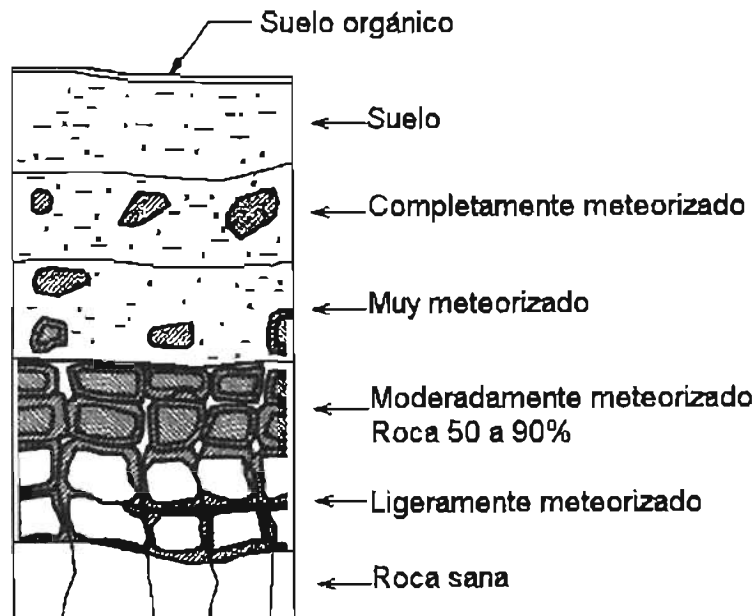


Figura 1.12 Perfil típico de alteración de un suelo residual (*Geotechnical Control Office, 1984*)

Tabla 1.8 Sistema de clasificación del grado de intemperismo recomendado por la Geotechnical Control Office (1984) para uso en Hong Kong.

Grado		Características típicas
VI	Suelo Residual	Suelo formado en el lugar producto del intemperismo de la roca, conserva la textura original de la roca pero completamente destrozada.
V	Roca completamente intemperizada	Roca completamente descompuesta pero preserva la textura original de la roca. No rebota el martillo con un golpe. Obstruye el libre paso del agua. Se pueden hacer cortes sobre la superficie de la roca con una pica de geólogo.
IV	Roca altamente intemperizada	Roca debilitada- grandes piezas pueden ser separadas con la mano. Soporta un número de golpes N no mayor a 25. No permite el paso del agua Con una pica de geólogo no se puede penetrar la superficie de la roca. Con penetrómetro de mano se miden esfuerzos mayores a 250 kPa. Los granos pueden ser arrancados de forma individual desde la superficie.
III	Roca moderadamente intemperizada	Completamente decolorada. Considerablemente intemperizada pero posee esfuerzo, una pieza de 55 mm de diámetro no puede ser rota con la mano. Soporta un número de golpes N entre 25 y 45. El material de la roca no se desmenuza fácilmente.
II	Roca ligeramente intemperizada	Decolorada a lo largo de las discontinuidades. Esfuerzo cercano al de la roca maciza Soporta un número de golpes N arriba de 45 Se necesita algo más grande que un martillo para romper el espécimen.
I	Roca maciza	No se observan signos de intemperismo ni zonas decoloradas.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica usa los términos suelo laterítico y suelo saprolítico para reconocer a los suelos residuales.

Proponen que un suelo se considere laterítico si:

- a) Pertenece a los horizontes A y B de un perfil bien drenado desarrollado en un clima tropical húmedo, Fig.1.13;
y
- b) Su fracción arcillosa está constituida esencialmente por minerales del grupo de las caolinitas y de óxidos hidratados de fierro o aluminio, y que estos componentes están formados por peculiares estructuras “porosas” y “agregadas”, altamente estables.

A su vez sugieren que un suelo se considere saprolítico si:

- a) Es un suelo en sentido geotécnico;
- b) Exhibe evidentes características heredadas, las que pueden conducir a una fácil identificación de la roca original; y,
- c) Es auténticamente residual.

El horizonte A es la capa superior y recibe con mayor intensidad la acción de los agentes meteorológicos y biológicos; o sea que, por efecto del movimiento del agua, sus materiales se remueven por solución o suspensión a través de toda esta capa, proceso que se le llama *eluviación*. El horizonte B es la capa inmediata inferior, conocida como subsuelo; en él se acumulan los materiales arrastrados o disueltos por el agua infiltrada, mediante un proceso conocido con el nombre de *iluviación*.

La descripción de aplicación para un perfil típico de alteración de rocas ígneas y metamórficas con base en la Fig. 1.13, es la siguiente: a partir de la superficie y hasta cierta profundidad, se distingue un suelo laterítico (residual) de color rojo, ocre o amarillo, resultado de la eluviación e iluviación de los horizontes A y B, respectivamente; se trata de un suelo rico en minerales del tamaño de las arcillas, pero se encuentra tan intemperizado que no hay señales de la estructura de la roca original.

Bajo la formación residual anterior, se reconoce un suelo saprolítico, que es de hecho la transición entre un suelo y la roca alterada. La macroestructura que el suelo conserva son juntas, fallas y discontinuidades, lo que le da la apariencia de una roca dura, pero con una alteración tal que su consistencia es la de un suelo. La evolución de un suelo saprolítico se aprecia en su distribución granulométrica, la cual cambia gradualmente con la profundidad; así, en la parte superior del estrato se tiene un saprolito fino, en donde los fragmentos de roca inalterada o parcialmente inalterada se conservan juntos pero dentro de una matriz de limos arenosos o arenas limosas, en tanto que en la parte inferior en vez de fragmentos se trata de bloques rocosos.

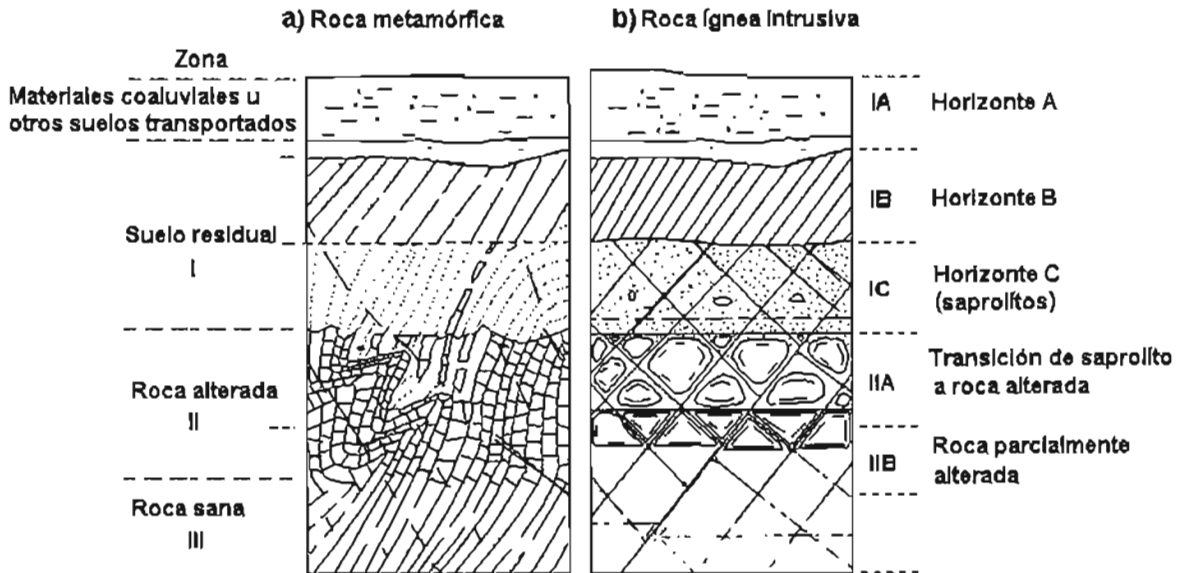


Figura 1.13 Perfil típico de intemperización para rocas metamórficas y rocas ígneas intrusivas (Deere y Patton, 1971).

Bajo los estratos de suelos residuales antes citados se distingue una transición de roca alterada, con bloques rocosos menos alterados en proporción de 10 a 95 % del volumen total; el material alterado a lo largo de juntas, falla y unidades litológicas está constituido generalmente por arenas gruesas relativamente limpias. Se trata de una zona de materiales con intensidades

muy diferentes de intemperización, lo que le da una gran variación de propiedades ingenieriles. Subyaciendo a esta transición se encuentra la roca base inalterada, que aun con juntas y discontinuidades, no muestra alteración química apreciable.

De hecho las características principales de los materiales residuales son: a) usualmente muy heterogéneos, lo que los hace difíciles de muestrear y ensayar; b) se encuentran casi siempre en una condición no saturada, esto es que sus poros contienen no sólo agua sino también aire; y c) invariablemente tienen altas permeabilidades, lo que determina que sus propiedades sean particularmente sensibles y de una respuesta muy rápida a las influencias hidráulicas externas.

Aquí es conveniente comentar la peculiar reducción en los límites líquido y plástico cuando se somete a secado previo, aun a temperatura ambiente, a suelos haloisíticos y alófanos (Mendoza 1985). Dichos suelos están generados a partir de ceniza volcánica y rocas ígneas jóvenes, las que abundan en grandes regiones de México. Su alta susceptibilidad al secado trae como consecuencia cambios drásticos e irreversibles no sólo en las propiedades índice sino también en las mecánicas.

Lo escrito en el párrafo anterior se muestra en los suelos ricos en alófanos proveniente de la presa El Chamizo en Ecuador, como se muestra en la Fig. 1.14. Experimentan un cambio irreversible muy fuerte de sus propiedades, que provoca que el límite líquido de una porción secada previamente al aire sea incluso menor que el límite plástico de una fracción no secada previamente del mismo suelo. En cambio, en los suelos haloisíticos la pérdida de plasticidad en ocasiones no es tan fuerte como se puede ver en el suelo MH-Necaxa, Fig.1.15, en la que se indican las magnitudes del índice de plasticidad de este suelo, pertenecientes a especímenes con diferente secado previo al ensaye, desde su condición natural hasta secado al horno. En cuanto a los suelos lateríticos se llegó a la conclusión de que contienen minerales poco sensibles al secado, tales como cuarzo y caolinita.

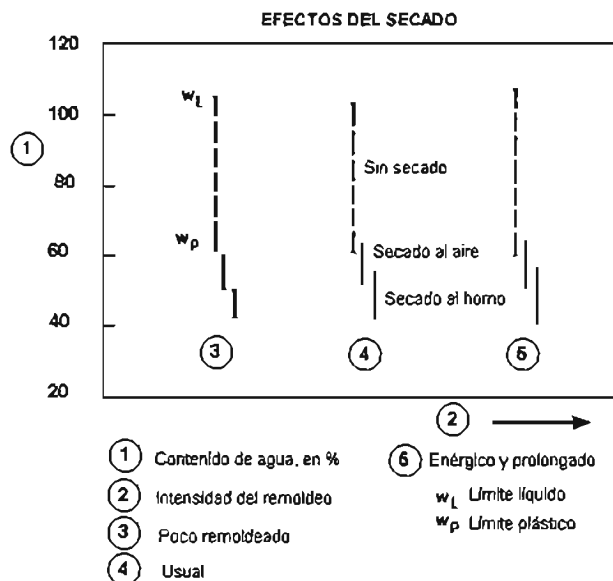


Figura 1.14 Cambios en los límites de plasticidad debidos al secado y remoldeo en los suelos del grupo B. Suelos de la presa El Chamizo, Ecuador (Mendoza, 1985).

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LADERAS CON SUPERFICIE IRREGULAR DE FALLA

2.1 INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos en suelos residuales detonados por lluvias intensas y prolongadas usualmente ocurren a lo largo de una superficie irregular de falla, y a poca profundidad (Brand, 1985; Alonso, 1996; e Inagaki y Yunohara, 1999). Usar diferentes métodos de análisis de inestabilidad que consideran superficies de falla irregular y que utilizan diversas suposiciones de análisis, generalmente arrojan como resultado distintos valores del factor de seguridad (Fredlund, 1984; y Brand, 1985). Entre los métodos de análisis de inestabilidad de laderas basados algunos en la teoría del equilibrio límite y otros en la del elemento finito que consideran superficies de falla irregular están los de Morgenstern y Price (1965), Janbu (1973), Sarma (1973, 1976) y Ugai (1988).

Debido a que uno de los principales objetivos de esta tesis es proporcionar un método simplificado pero sólido de análisis de inestabilidad de laderas por computadora, el método seleccionado debe usar conceptos teóricos prácticos que tomen en cuenta la mayoría de los factores que aumentan la condición de inestabilidad de un talud por la lluvia. Por simplicidad, se ha considerado un método bidimensional, a fin de analizar la sección del talud que posee la mayor masa potencialmente deslizante. Un método bidimensional desarrollado con la teoría del equilibrio límite y que involucra, además de la superficies de falla irregular, la mayoría de los factores que aumentan la condición de inestabilidad, es el método generalizado de las dovelas (MGD) propuesto por Janbu (1973); por estas razones y porque ya ha sido suficientemente probado por la mayoría de los investigadores, se adoptó para desarrollar en esta tesis el programa de computadora JanbuNR.

2.2 MÉTODO GENERALIZADO DE LAS DOVELAS (MGD).

El método generalizado de las dovelas (MGD) permite evaluar el factor de seguridad de un talud o ladera natural, suponiendo o conociendo cualquier forma arbitraria de superficie de falla y estratigrafía del suelo. Dicho método divide la masa potencialmente deslizante en dovelas, en cada una de las cuales satisface totalmente las condiciones de equilibrio estático, considerándolas como cuerpo libre; toma en cuenta las fuerzas tanto horizontales como verticales que interactúan entre dovelas, cargas externas – incluso horizontales – si las hubiera, así como terreno y condiciones de frontera irregulares.

En la Fig. 2.1 se muestra el esquema de un talud con una de tantas condiciones más desfavorables que se pueden presentar, como son la superficie natural del terreno, las cargas externas, las condiciones de frontera y la superficie de falla irregulares. Desde luego la curva ab

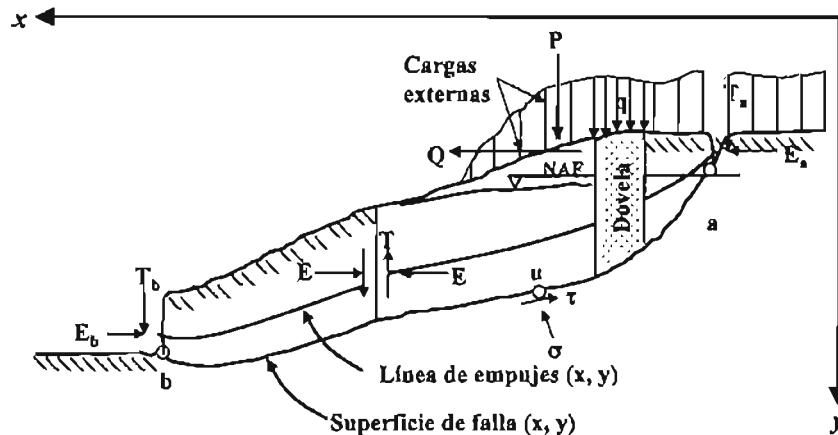
es una entre varias trazas posibles en el plano de análisis de la superficie de falla. Janbu (1973) adoptó las suposiciones siguientes:

- El análisis de estabilidad es en dos dimensiones.
- El esfuerzo cortante medio actuante a lo largo de la superficie de falla está dado por la ecuación:

$$\tau = \frac{\tau_f}{FS} \tag{2.1}$$

donde τ_f es la resistencia media al esfuerzo cortante y FS el factor de seguridad.

- La resultante total ΔN está aplicada en la intersección de la línea donde actúa $\Delta W = \Delta W\gamma + q\Delta x + \Delta P$ con la base de la dovela, Fig. 2.2.
- La posición de la línea de empujes laterales de todas las fuerzas E está a un tercio de la altura de la dovela, medida a partir de su base.



Fuerzas en fronteras:

E_a, T_a para $x=a$

E_b, T_b para $x=b$

Figura 2.1 Dimensiones y nomenclatura (Janbu, 1973)

En la Fig. 2.2. se muestra una dovela con todas las fuerzas que actúan sobre ella. E y T son las fuerzas resultantes entre dovelas en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente, ΔS y ΔN son las resultantes del esfuerzo cortante, τ , y normal, σ , actuando sobre la longitud ΔL a lo largo de la superficie de falla. Por lo tanto, $\Delta N = \sigma \Delta L$, $\Delta S = \tau \Delta L$, E , T , ΔN y ΔS , son desconocidos.

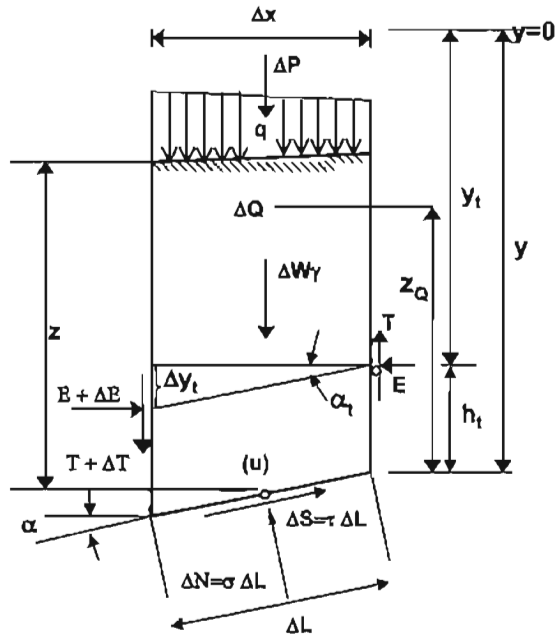


Figura 2.2 Fuerzas actuantes en una dovela aislada (Janbu, 1973)

Una vez que se define la forma de la superficie de falla inicial, la posición de la línea superior de flujo y el número de dovelas en que se divide la masa de suelo que está entre la superficie de falla y la natural, se tiene para cada dovela:

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \text{pendiente de la superficie de falla} \\ \Delta x &= \text{ancho de la dovela} \quad [L] \end{aligned}$$

Para el análisis de estabilidad los parámetros de resistencia deben ser conocidos y pueden ser diferentes para cada dovela. Las fuerzas horizontales localizadas tanto en el exterior (fuerzas inclinadas) como en el interior de la masa de suelo, se reconocen como fuerzas sísmicas, ΔQ , su distancia de aplicación vertical medida a partir de la superficie de falla es z_Q . También se determina la distancia de la línea de empujes medida a partir de la superficie de falla como:

$$\begin{aligned} h_t &= \text{la distancia que está entre la superficie de falla y la línea de empujes} [L] \\ \tan \alpha_t &= \text{la pendiente de la línea de empujes} \end{aligned}$$

Ambas cantidades se deben medir en la intersección de dovelas, lo mismo para z_Q y $\Delta Q/\Delta x$.

Las ecuaciones básicas (Janbu, 1973) que deben satisfacerse simultáneamente son las siguientes:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (2.2)$$

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha \quad (2.3)$$

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (2.4)$$

$$T = -E \tan \alpha_i + h_i \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \quad (2.5)$$

$$t = \frac{dT}{dx} \quad (2.6)$$

donde las variables indicadas se muestran en las Fig. 2.1 y 2.2; además, la presión vertical total en la base de cada dovela es:

$$p = \gamma z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} \quad (2.7)$$

La ec. (2.2) expresa el estado de equilibrio límite; la ec. (2.3) establece el equilibrio vertical de cada dovela; la ec. (2.4) combina el equilibrio horizontal y vertical en cada dovela; la ec. (2.5) define su equilibrio de momentos, aunque para una dovela de ancho infinitesimal; y, la ec. (2.6) declara a t como la derivada del equilibrio de momentos en cada dovela de ancho infinitesimal.

Característica peculiar de este método es que no ignora las cargas normales y tangenciales que actúan sobre las caras verticales de cada dovela, como resultado de su interacción. Así que además del equilibrio individual de cada dovela cubierto por las ecs. (2.2) a (2.6), el MGD introduce una sexta ecuación con la que se satisface el equilibrio horizontal del conjunto; ésta es:

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a \quad (2.8)$$

Al involucrar las ecuaciones anteriores y al considerar apropiadamente las fuerzas de frontera sobre las dovelas externas, se cumple automáticamente el equilibrio de fuerzas y momentos. Para el caso general en que $\phi' > 0$ y $c' > 0$ (parámetros en términos de esfuerzos efectivos), se deduce en el Anexo B (Janbu, 1973) de las ecs. (2.2) a (2.6) y (2.8), que el FS está definido por la ecuación:

$$FS = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B} \quad (2.9)$$

en donde,

$$B = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha \quad (2.10)$$

$$A = \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (2.11)$$

$$\tau_f = \frac{c' + (p + t - u) \tan \phi'}{1 + (1/FS) \tan \phi' \tan \alpha} \quad (2.12)$$

Así, se distingue que el FS aparece en ambos términos de la ec. (2.9), por lo que se requiere un proceso de tanteos, de intento y error. Para ello, ha probado ser conveniente calcular el término A en tres pasos como sigue:

$$A' = [c' + (p + t - u) \tan \phi'] \Delta x \quad (2.13)$$

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/FS) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (2.14)$$

$$A = \frac{A'}{n_\alpha} \quad (2.15)$$

En el Anexo B se expone detalladamente paso a paso el uso de las ecs. (2.2) a (2.15) en el procedimiento a seguir para el análisis de estabilidad.

2.2.1 Superficie de falla

Se define como “superficie de falla o deslizamiento” a la superficie que proporcione el mínimo factor de seguridad, y se dice que el talud está en falla inminente cuando dicho factor es igual a uno. Es evidente, que para localizar la superficie de falla crítica se requieren de varios intentos, y más aún cuando la superficie es compuesta. Seleccionar la forma de superficie de falla conveniente para la predicción de inestabilidad de taludes en todos los tipos de suelos y en especial en laderas con perfil de alteración de suelo residual, no es una tarea fácil, por lo que aquí se proporcionan algunas ideas para identificarlas.

Como regla general, la resistencia de un suelo residual con perfil de alteración disminuye con la profundidad; por lo tanto, la falla del talud esperada es en una superficie de deslizamiento poco profunda y generalmente ocurre en la zona IV de la Tabla 1.8. Las fallas más frecuentes suceden a lo largo de la superficie señalada por juntas o por condiciones de frontera entre zonas de intemperismo. Para el perfil natural del suelo residual, las superficies de falla con una traza circular son poco comunes; más bien siguen con un cierto paralelismo la superficie de la ladera en una gran proporción de su longitud.

Una forma de poder aproximarse a la superficie de falla en estos materiales, es con base en el criterio de que la resistencia al esfuerzo cortante del material que subyace al de la superficie de

falla del área del deslizamiento es relativamente más alta que la del material inestable o que está sobre la superficie de falla, Jayawardena (1999). Por lo tanto se puede decir que la superficie de falla se encuentra precisamente donde la resistencia al esfuerzo cortante del suelo cambia rápida y bruscamente de un valor bajo a otro mayor con la profundidad y en presencia de agua, y que se puede conocer usando equipo para medir la resistencia *in-situ*, como los que se mencionan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Pruebas para obtener la resistencia del suelo *in-situ*.

Prueba	Características y usos
Corte Directo	Se utiliza a poca profundidad y requiere de mucho tiempo para su preparación.
Veleta	Sólo para suelos formados con partículas finas.
Prueba de Penetración Estándar (SPT)*	Se usa principalmente en suelo granular y arcillas.
Ensayo de Penetración con el Cono (CPT)*	Para materiales blandos y sueltos de mediana densidad, donde predominan granos finos.
Penetrómetro Dinámico (PANDA)*	Para suelos finos de consistencia blanda a media, y granulares de baja a mediana compacidad.

*Pruebas indirectas.

El equipo más adecuado y práctico, por su fácil manejo, transporte, rapidez y accesibilidad, para conocer la superficie de falla con el criterio de cambio de resistencia con la profundidad en suelos residual antes mencionada, es el Penetrómetro Dinámico (PANDA); una exposición de su empleo en el deslizamiento La Aurora se muestra en el Anexo C. En esta tesis no se hará una descripción de dicho equipo, simplemente se menciona resaltando su uso en el análisis de estabilidad de laderas para definir de manera preliminar la superficie de falla en suelos residuales; para mayor información consultar la tesis de Bonnet (2002).

2.2.2 Suelos parcialmente saturados

A continuación se integra a esta tesis de manera resumida, la teoría de los suelos parcialmente saturados y su relación lineal con los suelos saturados; una de las principales condiciones que los distingue es que en los suelos que están arriba del NAF se generan presiones de poro negativas y los que están abajo, presiones positivas.

Con el afán de desarrollar un concepto de esfuerzos efectivos para suelos parcialmente saturados similar al de suelos saturados se han realizado diversas investigaciones en las que se han propuesto varias teorías; una de ellas, la más aceptada, es la de Fredlund y Morgenstern (1977). Ellos desarrollaron una teoría para el análisis de suelos parcialmente saturados en términos de esfuerzos efectivos con las hipótesis de que el suelo es químicamente inerte y sus partículas incompresibles, considerando la interfaz aire-agua como una cuarta e independiente fase. En su análisis incluyen tres variables para describir los estados de esfuerzos, lo que se traduce en tres posibles combinaciones del estado de esfuerzos; estas son: 1) $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, 2) $(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$, y 3) $(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$.

Para describir la variación de los estados de esfuerzos ante la presencia de lluvias propusieron de manera práctica el esfuerzo normal neto, $(\sigma - u_a)$, y la succión mátrica, $(u_a - u_w)$.

Esta propuesta llevó a formular un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb para suelos no saturados (Fredlund et al, 1992), en las que se extiende la envolvente de falla bidimensional a una tridimensional, Fig. 2.3. Si la envolvente se considera plana, el esfuerzo cortante, τ , puede escribirse como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.16)$$

donde: c' = cohesión, ϕ' = ángulo de fricción, ϕ^b = incremento del esfuerzo cortante debido a la succión mátrica, y σ_n = esfuerzo normal total sobre la superficie de falla.

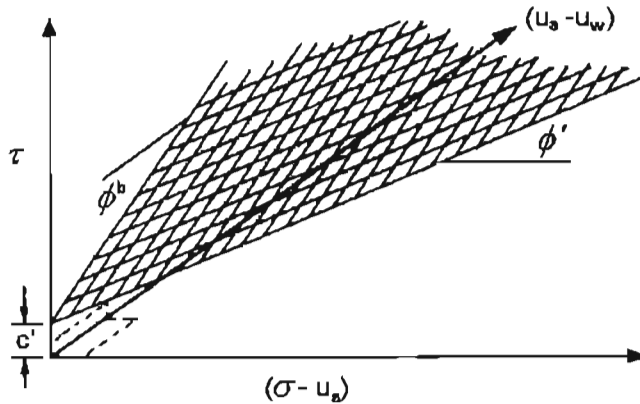


Figura 2.3 Representación de la ecuación de la resistencia al esfuerzo cortante para un suelo parcialmente saturado.

El ángulo de fricción, ϕ^b , es igual a la pendiente de la gráfica succión mátrica vs esfuerzo cortante cuando el esfuerzo normal neto es constante y el ángulo de fricción, ϕ' , es el mismo desde la envolvente de falla para todo valor de la succión.

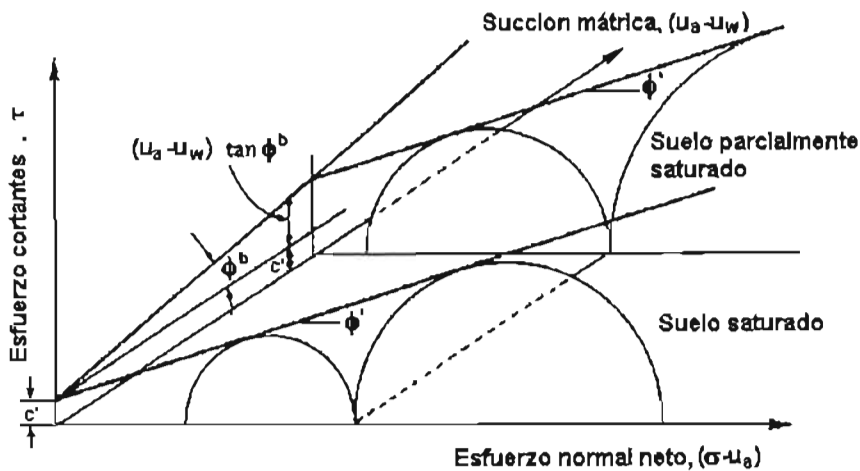


Figura 2.4 Circulo de Mohr en la falla para un suelo parcialmente saturado

El círculo de esfuerzos correspondiente a las condiciones de falla puede graficarse sobre un diagrama tridimensional con los dos estados de esfuerzos sobre el plano horizontal y el esfuerzo cortante en el vertical, Fig. 2.4.

Los datos de una prueba pueden ser interpretados usando el procedimiento propuesto por Fredlund (1981), en el que la ecuación del esfuerzo cortante puede visualizarse en una gráfica bidimensional con la succión mátrica como la tercera variable, Fig. 2.5.

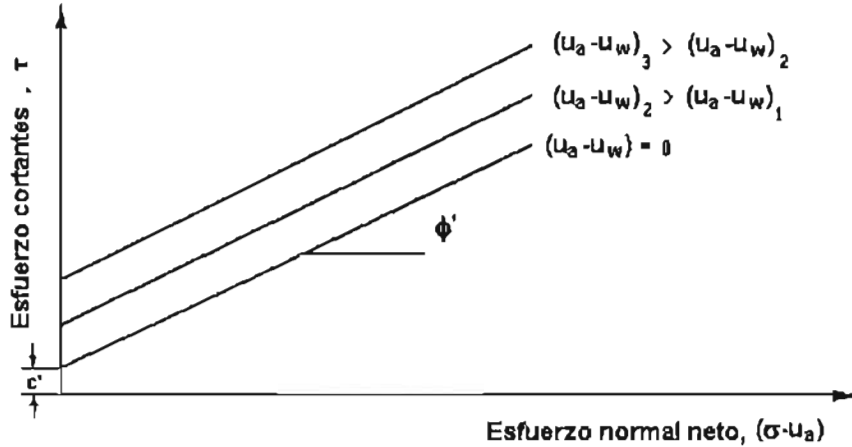


Figura 2.5 Envolvente de falla para un suelo saturado y envolventes paralelas para suelos parcialmente saturados.

Consecuentemente, cuando la ordenada al origen ($\sigma_n - u_a$) es igual a cero, la variación de la succión mátrica puede usarse para obtener el ángulo de fricción, ϕ^b , Fig. 2.6.

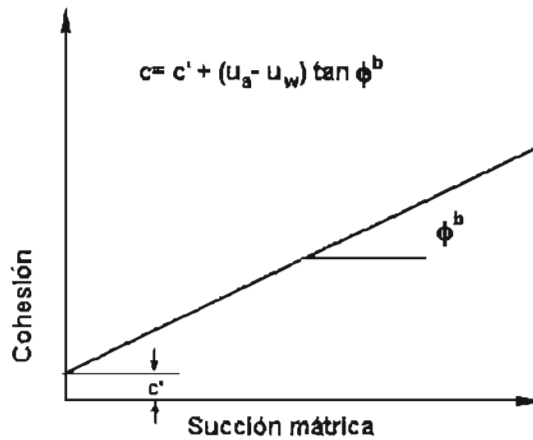


Figura 2.6 Incremento de la resistencia al esfuerzo cortante (cohesión) con la succión mátrica.

El ángulo, ϕ^b , puede visualizarse como un ángulo de fricción o como un componente de la cohesión; siendo así, la cohesión total del suelo, c , tiene dos componentes y se representa con la ecuación siguiente:

$$c=c'+(u_a-u_w)\tan\phi^b \quad (2.17)$$

Entonces la ecuación de esfuerzo cortante para suelos no saturados se reduce a la misma forma de la ecuación que se usa para suelos saturados, esta es:

$$\tau=c+(\sigma_n-u_a)\tan\phi' \quad (2.18)$$

De hecho con la ec. (2.16) se puede comprobar una transición lineal que va de la ecuación de esfuerzos efectivos de suelos no saturados a la de suelos saturados cuando la presión de aire, u_a , llega a ser igual a la presión de agua, u_w , quedando la ec. (2.19):

$$\tau=c'+(\sigma_n-u_a)\tan\phi' \quad (2.19)$$

2.3 DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA JANBUNR.

En este inciso se presenta el procedimiento para realizar el análisis de estabilidad de laderas con un programa de computadora, en el que se han implementado los conceptos de Janbu (1973). Se explica brevemente cómo a partir de un listado en lenguaje *FORTRAN* para computadora disponible en *INTERNET*, el sustentante dedujo el diagrama de flujo y puso en operación el programa llamado JanbuNR. Se exponen sus alcances, limitaciones, aplicaciones, la forma de ingresar los datos de un problema y la obtención de los resultados. Finalmente se comprueba su funcionamiento con algunos ejemplos obtenidos de libros de texto antes de ingresar los datos del deslizamiento de la Colonia La Aurora, Teziutlán Pue.

2.3.1 Descripción del programa JanbuNR

Para poner en operación el programa JanbuNR en lenguaje *FORTRAN* para *PC*, el sustentante creó el programa fuente a partir de un listado disponible en la página de la *United States Geological Survey (USGS)*. Para ello comprendió y revisó la lógica de dicho listado generando su diagrama de flujo, véase el Anexo A; se agregaron aplicaciones y reformularon operaciones que adaptan y cambian los límites de algunas variables, así como su traducción al español para mejorar y facilitar su uso en letreros, etiquetas y pantalla de aplicaciones. Con JanbuNR se pueden evaluar las condiciones de estabilidad de un talud o ladera natural suponiendo o conociendo cualquier forma irregular cinemáticamente admisible, utilizando el método generalizado de las dovelas (MGD) (Janbu, 1973), cuyas hipótesis, teoría y esquemas ya fueron expuestas en el inciso anterior.

JanbuNR está programado para tomar en cuenta por dovela estratificada condiciones de terreno, superficie de falla y frontera irregulares, peso volumétrico tanto sumergido como no saturado del suelo y parámetros de resistencia en cada dovela y entre dovelas. Es importante mencionar que con estas características JanbuNR no sólo se aplica en análisis de problemas de estabilidad de laderas sino también de capacidad de carga y empuje de tierras.

Una vez terminado el diagrama de flujo, el sustentante generó el programa fuente en el lenguaje de programación *FORTTRAN* para PC, cuyo listado también se incluye en el Anexo A. Para su compilación se utilizó *The Fortran Power Station 4.0*, el cual es un ambiente desarrollado con las aplicaciones del lenguaje *FORTTRAN* para PC, con capacidad semejante a la de una estación de trabajo. Los requerimientos para que el programa JanbuNR se ejecute en *The Fortran Power Station 4.0* en una PC, es que la computadora tenga por lo menos Windows 95 como software y capacidad suficiente de memoria tanto en RAM como en disco duro; por ejemplo 170 MB de memoria RAM y 14 GB en disco duro.

JanbuNR fue desarrollado para mejorar el uso del método generalizado de las dovelas (MGD) en la obtención del factor de seguridad, incrementando el número de iteraciones de 10 a 50 para obtener el FS en taludes o laderas naturales conformadas con un máximo de 150 nodos. También se le agregaron una pantalla de aplicaciones y un archivo auxiliar de letreros y etiquetas, para que con ellos se indique el ingreso del archivo de datos, se asigne el de resultados y se señalen los errores por las divisiones entre cero en el momento de correr el programa; del mismo modo, algunos letreros se leen desde el archivo auxiliar para ser escritos en el archivo de resultados como encabezados. Se modificó la obtención del FS para recalcarlo en aquellos casos que no tenga convergencia; se considera que no hay convergencia cuando la diferencia entre los dos últimos valores de FS es mayor a 5%. Finalmente, para su fácil acceso se realizaron traducciones del idioma inglés al español en el programa fuente, en la creación del archivo de datos y en la presentación del archivo de resultados.

Una vez que el programa escrito en *FORTTRAN* estuvo operando, se comprobó su funcionamiento correcto usando dos ejemplos con soluciones conocidas y corroborado posteriormente con el deslizamiento de La Aurora de Teziutlán, Puebla. Los ejemplos utilizados fueron el 24.3 del libro de Lambe y Whitman (1969), y el del artículo *Slope Stability Computations* de Janbu (1973) usado para mostrar a la vez el método generalizado de las dovelas. Los datos de los ejemplos se ingresaron en el método generalizado de las dovelas programado en JanbuNR y los resultados se compararon con las soluciones conocidas como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Comparación de resultados del programa JanbuNR con los de los ejemplos con soluciones conocidas.

Ejemplo Método	Lambe y Whitman	Janbu (1954)	La Aurora
Programa JanbuNR	1.370	1.479	1.060
Fuente	1.350	1.480	-----

En cada ejemplo utilizado para revisar el buen funcionamiento del programa JanbuNR ya se conocía la superficie de falla que proporcionó el menor factor de seguridad, por lo que no se realizó una búsqueda para localizarlas. De hecho el MGD que usa JanbuNR no tiene una sistematización de búsqueda de la superficie crítica de falla, por lo que para cada superficie de falla que se proponga se debe crear un archivo de datos en el que se ingresen sus coordenadas.

La ventaja que tiene sobre otros métodos de análisis de estabilidad codificados en un lenguaje para PC, es que el MGD ha sido programado a pesar de que no utiliza como superficie

de falla alguna figura geométrica cinemáticamente admisible predefinida, como los métodos sueco que emplean una traza circular, o los que adoptan una espiral logarítmica; estos últimos emplean rutinas para la búsqueda de la superficie de falla.

La manera de proceder para encontrar la superficie de falla en JanbuNR es proponer varias opciones de superficies de deslizamiento, cuyos datos estén contenidos en su propio archivo de ingreso. Para que el número de opciones por analizar se reduzca se enfatiza en buscar la superficie de falla de manera preliminar con la ayuda de pruebas de campo como es la del Penetrómetro Dinámico (Anexo C), con el cual se puede encontrar la profundidad del perfil estratigráfico de suelo residual en que comúnmente se presentan los deslizamientos.

2.3.2 Creación del archivo de datos

El ingreso de la información al programa JanbuNR de un problema en particular de estabilidad de laderas se hace por medio de un archivo de datos. A continuación se explica con un ejemplo, la serie de pasos por ejecutar para crear el archivo de datos.

Como primer paso se debe crear desde el cuaderno de notas un archivo nuevo y guardarlo con extensión .TXT; como, "EjJanbu.TXT". Para lo cual hay que dar un clic en el ícono de "Inicio", posteriormente ubicar el puntero del *mouse* en "Programas", luego ubicarlo en el ícono de "Accesorios", y finalmente dar un clic en el ícono de "Block de Notas".

- En la primera línea se debe poner el título del problema como "Deslizamiento La Aurora" o "Problema 24.3 del libro de Lambe y Whitman", sin ocupar espacio de la siguiente línea.
- En la segunda línea se indican algunas características del problema como altura, longitud, etc, o usarla para terminar el título en caso de que sea muy largo.
- En la tercera línea se escriben los títulos del peso volumétrico del agua, γ_w , el número de nodos escribiendo de la misma forma la palabra, nodos, y las condiciones iniciales y finales de frontera de fuerzas normales y cortantes, E_a , T_a , E_b , y T_b respectivamente.
- En la cuarta línea se escriben, abajo de cada letrero de la tercera línea, los valores de 1, 10, 0, 0, 0 y 0 que corresponden al peso volumétrico del agua, al número de nodos y a las condiciones iniciales y finales de frontera de las fuerzas horizontales y verticales entre dovelas, respectivamente.
- En la quinta línea se escriben los títulos de las columnas de datos, los cuales están abreviados y a continuación se describe su significado:

La distancia en x, Dis x.

Altura de la superficie natural del talud, s.

Altura de la superficie de falla en el talud, b.

- Altura del agua sobre la superficie de falla, H.
- Presión de agua sobre la superficie de falla, psi.
- Peso volumétrico saturado o abajo del nivel del agua, γ_{sat} .
- Peso volumétrico no saturado sobre el nivel del agua, γ_d .
- Cohesión en la base de la dovela, c.
- Ángulo de fricción interna en cada dovela, ϕ (ϕ').
- Fuerza vertical por unidad de área, Fz/dx.
- Fuerza horizontal por unidad de área, Fx/dx.
- Cohesión entre dovelas, en-dov c.
- Ángulo de fricción interna entre dovelas, en-dov ϕ (ϕ').
- Altura de la línea de empujes sobre la superficie de falla, ht.
- Relación de la aceleración horizontal entre la aceleración vertical, a/g.

- Aquí se escriben, para cada punto que conforma el talud que se va analizar, los valores de los datos que se mencionan en el paso anterior y en el mismo orden. Comenzando por escribir en la línea seis los valores correspondientes al primer punto de la topografía del talud, de la superficie de falla, de los parámetros de resistencia, etc, y posteriormente en la línea siete los del segundo punto y así hasta ingresar todos los puntos que forman el talud o ladera natural.
- Una vez anotados los valores de todos los puntos, en la línea que sigue al último punto, que es la línea final, se escribe abajo de la primera columna "end", para terminar de esta forma con el archivo de datos.

A continuación se muestra la presentación final del archivo de datos, usando el ejemplo 24.3 del libro de Lambe y Whitman (1969).

"Ejemplo 24.3 del libro de Lambe y Whitman, 1969"

Análisis de estabilidad de un terraplén de 6.1m de altura

gw	Nodos	Ea	Ta	Eb	Tb	au											
I	10	0	0	0	0	0											
Disx	s	b	H	psi	γ_s	γ_d	c	Phi	Fz/dx	Fx/dx	en-dov c	en-dov phi	ht/prof	a/g			
0	9.08	9.080	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
1.453	9.08	6.091	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
1.725	8.898	5.695	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
3.723	7.568	3.468	1.589	0.015	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
5.993	6.052	1.825	2.419	2.021	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
8.263	4.54	0.779	2.419	1.019	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
10.533	3.028	0.190	1.439	0.002	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
11.35	2.483	0.077	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
12.803	1.512	0	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
14.846	0.149	0.151	0	0	2.27	2.27	0.44	32	0	0	0.44	32	0.333	0			
end																	

2.3.3 Obtención y descripción del archivo de resultados

Durante la ejecución el programa JanbuNR se pide seleccionar el archivo de datos y después nombrar o seleccionar el de resultados. Se puede elegir el mismo nombre del archivo de datos pero agregándole la letra R y luego guardarlo con la extensión .TXT; por ejemplo, "EjJanbuR.TXT". En él se escriben las dimensiones por nodos, los valores medios de los parámetros de las dovelas, las fuerzas entre dovelas, los esfuerzos medios en la base de cada dovela, la revisión de las fuerzas de equilibrio y las derivadas en los nodos, como se muestra a continuación:

"Ejemplo 24.3 del libro de Lambe y Whitman, 1969"

Análisis de estabilidad de un terraplén de 6.1 m de altura

Factor de seguridad (Janbu):

1.361

Peso volumétrico del agua

1.00

Nodos

10

Fzas entre dovelas

Nodo	ht	P	E	T	FS en la falla entre dovelas
1.00	.00	.00	.00	.00	999.00
2.00	1.00	.00	-2.43	.43	6.54
3.00	1.07	.00	-3.17	.83	4.06
4.00	1.37	.01	-8.09	3.85	1.78
5.00	1.41	2.44	-12.30	6.02	1.33
6.00	1.25	1.23	-13.18	6.81	1.34
7.00	.95	.00	-9.70	5.37	1.36
8.00	.80	.00	-7.66	4.31	1.36
9.00	.50	.00	-3.73	2.01	1.49
10.00	.00	.00	.00	.00	999.00

Esfuerzos medios en la base de cada dovela

Dovela	signn	signs	Pa
1.00	1.25	.90	.00
2.00	3.05	1.72	.00
3.00	4.25	2.27	.01
4.00	6.46	2.82	1.02
5.00	7.34	2.99	1.52
6.00	7.24	3.41	.51
7.00	6.78	3.43	.00
8.00	5.87	3.02	.00
9.00	2.82	1.62	.00

Suma de delta-E's Suma de delta-T's

-3.339883E-07 3.157038E-08

Revisión de fuerzas de equilibrio

A) dE/dx

B) signs-signn(db/dx)-Wgt*a/g-Fx/dx

C) dT/dx

D) Wgt-Fz/dx+signn+signs(db/dx)

Dovela	A)	B)	C)	D)
1.00	-1.67	-1.67	.30	.30
2.00	-2.71	-2.71	1.47	1.47
3.00	-2.47	-2.47	1.51	1.51
4.00	-1.85	-1.85	.95	.95
5.00	-.39	-.39	.35	.35
6.00	1.53	1.53	-.63	-.63
7.00	2.50	2.50	-1.30	-1.30
8.00	2.71	2.71	-1.59	-1.59

9.00	1.82	1.82	-.98	-.98
Derivadas en los nodos				
Nodo	dE/dx	dht/dx	db/dx	
2.00	-2.71	.33	-1.55	
3.00	-2.47	.25	-1.41	
4.00	-1.85	.09	-.93	
5.00	-.39	-.02	-.59	
6.00	1.53	-.10	-.36	
7.00	2.50	-.17	-.17	
8.00	2.71	-.19	-.11	
9.00	1.82	-.22	.00	

donde el significado de cada una de las etiquetas es:

x: distancia horizontal
 s: superficie natural
 b: superficie de falla
 H: altura del agua sobre la superficie de falla
 psi: presión del agua sobre la superficie de falla
 c: cohesión
 Phi: ángulo de fricción interna en grados
 Wv: carga vertical
 ps: tirante medio de agua sobre la superficie de falla
 z o Prof: altura media de cada dovela
 db/dxsf: pendiente media de la superficie de falla
 ht: altura de la línea de tensión
 P: fuerzas de filtración
 E: fuerza horizontal (normal)
 T: fuerza vertical (cortante)
 signn: esfuerzo normal, σ
 signs: esfuerzo cortante, τ
 Wgt: peso de la dovela
 Pa: presión de poro media
 Wh: carga horizontal
 ax/g: aceleración horizontal/aceleración de la gravedad
 HRh: altura de la resultante horizontal de las fuerzas de cuerpo

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA, TEZIUTLÁN, PUE.

En la ciudad de Teziutlán, Puebla, ocurrieron deslizamientos térreos y rocosos, debido a las lluvias intensas que azotaron, entre otras, a la región serrana del norte del estado de Puebla a principios de octubre de 1999. Las precipitaciones que los provocaron fueron las acumuladas en esta ciudad en un lapso de ocho días, con una lámina de agua que alcanzó más de un metro de columna de agua, lo que representa la lluvia de casi un año en esa región. Se aborda en particular, para su análisis, el deslizamiento y flujo de suelos ocurrido en la Colonia la Aurora el día 5 de octubre de 1999, que por su efecto sobre la población fue calificado como el desastre del decenio para nuestro país; este evento provocó de manera intempestiva la muy lamentable pérdida de 110 vidas humanas. Del deslizamiento la Aurora se proporcionan las geometrías tanto de la superficie de falla como de la superficie más desfavorable del terreno antes del deslizamiento, los parámetros c' y ϕ' obtenidos de pruebas de laboratorio con suelo muestreado de la superficie de falla.

Asociadas al mismo temporal, sucedieron inestabilidades de laderas e inundaciones en otras regiones del mismo estado de Puebla, así como en Hidalgo, Veracruz, Tabasco, Chiapas, Estado de México, y la propia ciudad de México.

3.1 ANTECEDENTES HIDROMETEOROLÓGICOS DE LA REGIÓN

La ciudad de Teziutlán está localizada a una altitud media de 1,880 msnm, con coordenadas 19° 48'09" latitud norte, 97° 21'06" longitud oeste. Cuenta con una población aproximada de 120,000 habitantes. Con información proporcionada por la oficina en Teziutlán de la Comisión Nacional del Agua (CNA), se conoció que los registros de precipitación diaria en la zona fueron los que se indican gráficamente en la Fig. 3.1a; cabe destacar que las lluvias que cayeron los días 4 y 5 de octubre de 1999 alcanzaron columnas de agua equivalentes a 300 y a 360 mm, respectivamente; contrastan con la media mensual para todo el mes de octubre en esta región que es de 183 mm. Adicionalmente, puede distinguirse que en dos días consecutivos de la semana anterior, se tuvieron precipitaciones diarias de más de 100 mm. Se tiene así como se muestra en la Fig. 3.1b, que la precipitación acumulada o curva masa en el lapso de diez días alcanzó poco más de un metro. Esta columna acumulada de agua en diez días casi representó lo que llueve en esta región en un año, ya que la media anual es de 1,229 mm. Sin duda, debe considerarse que estas precipitaciones extraordinarias se ubican entre las más altas del siglo pasado, aunque los lugareños reseñan la ocurrencia de lluvias intensas en 1995, y también hace algunos decenios antes, con ocurrencia de deslizamientos pequeños de tierra.

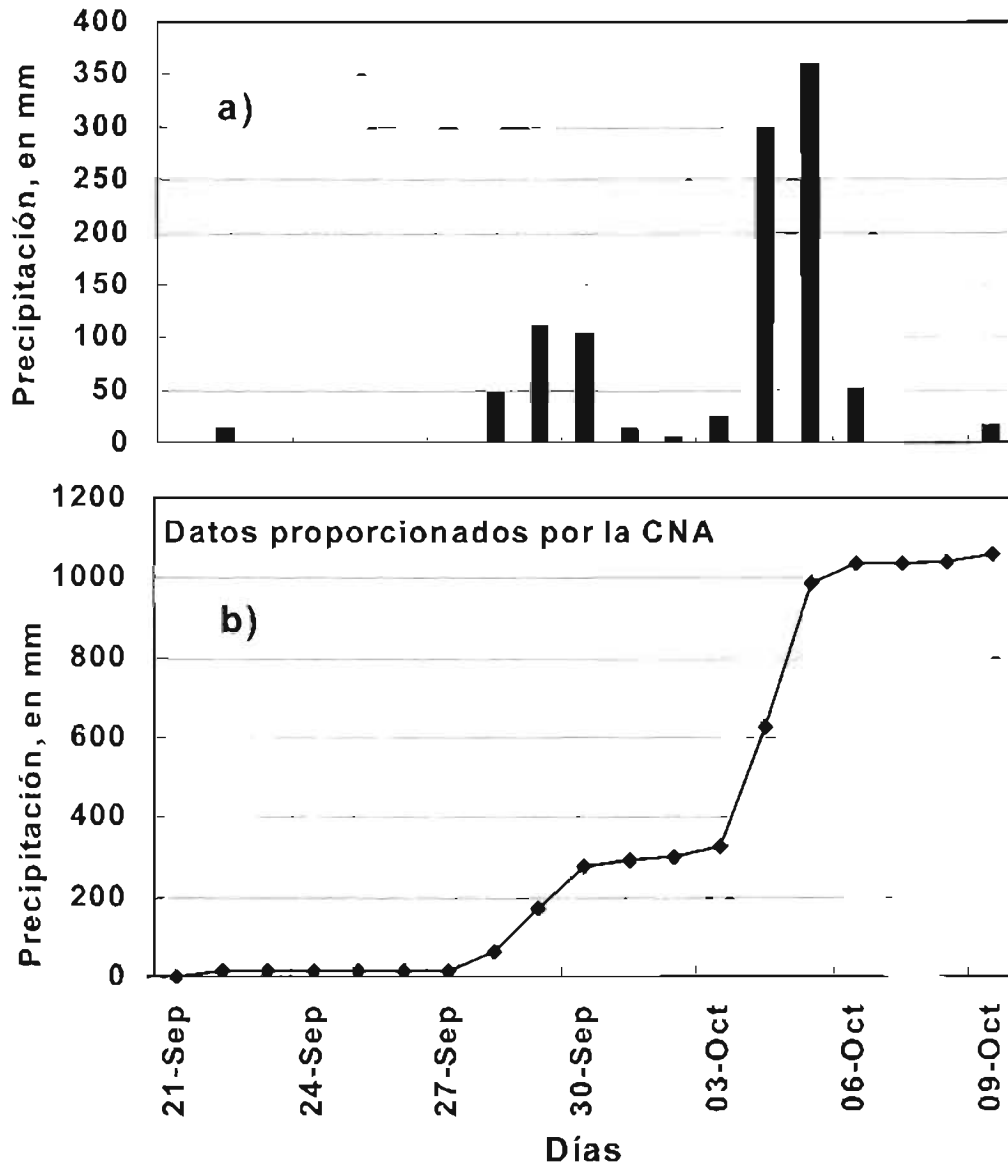


Figura 3.1 a) Precipitación diaria y b) diaria acumulada en Teziutlán, Pue.

Es claro que los cambios climáticos que están sucediendo en el mundo, obligan a monitorear más de cerca su evolución, entre otras importantes razones, por sus consecuencias sobre las laderas naturales. Son estos los factores ambientales externos que desencadenan frecuentemente una inestabilidad de ladera. De acuerdo con información de la CNA, estas tormentas se originaron al formarse un "nudo" meteorológico que cubría la zona norte del estado de Puebla, y grandes extensiones de los estados de Hidalgo y Veracruz, y en menor proporción del estado de Tlaxcala. Tal "nudo" se debió a que ondas tropicales (frentes de humedad que surgen de los océanos) que venían unas tras otras desde el Este, chocaron y se fusionaron con una baja presión, convirtiéndose en una gran depresión tropical.

3.2 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA DE LA ZONA

De manera simplificada puede decirse que la ciudad de Teziutlán está localizada en la Sierra Norte del estado de Puebla, asentada en su parte céntrica en una meseta, dentro de un entorno de lomeríos con pendientes variables. Sin embargo, hacia el oriente y hacia el poniente de la ciudad, principalmente, esta porción más o menos plana se convierte en laderas naturales con pendientes moderadas, en algunos casos, y en acantilados francos con pendientes muy escarpadas, en otros. Al fondo de las barrancas ahí formadas, corren los ríos Xoloco y Calvario, mismos que siguen predominantemente una dirección del suroeste al noreste, como el resto de los escurrimientos de la región.

En la zona prevalecen materiales rocosos de origen volcánico, principalmente tobas y brechas, las que se aprecian con una cementación media. Se trata en general de rocas ígneas extrusivas del Cuaternario, que pertenecen al Eje Neovolcánico Mexicano. Se aprecian también derrames basálticos provenientes de conos volcánicos ubicados al sur de la ciudad. De manera diferencial, estas rocas suaves dan origen a suelos residuales, resultado de la descomposición de esos productos rocosos jóvenes, debido al clima templado húmedo con lluvias prácticamente todo el año, que prevalece en esta región.

Hacia el oeste de la ciudad se aprecian acantilados en tobas y brechas que exhiben pseudoestratificación, atendiendo a los secuenciales eventos eruptivos de los conos volcánicos mencionados. En general estas rocas blandas son de grano fino a medio (arenas limosas, al disgregarlas), aunque también se encuentran estratos con proporción importante de fragmentos rocosos y gravas, empacadas en esa misma matriz granular fina. Otras capas son de granos pumíticos, vidrio volcánico y fragmentos de obsidiana. En la vecindad de esos cantiles, incluso en su borde mismo, y en la de laderas un tanto menos escarpadas, incluyendo construcciones en la propia ladera, se asientan colonias tales como La Gloria, Siete Sabios y Cruz Verde.

Hacia el noreste de la ciudad, los taludes naturales son de pendientes relativamente más suaves. Los materiales ahí encontrados son también de origen volcánico, pero se encuentran diferencialmente más alterados. Esto último obedece a la naturaleza básica que se presume tienen sus constituyentes mineralógicos; eso parece que los hace más susceptibles a la descomposición química que las tobas ácidas que se encuentran hacia el sur. Las laderas hacia el sureste de la ciudad se tornan más escarpadas que las del noreste. Como resultado del intemperismo se han producido suelos residuales que tienen características de andosols (Birkeland, 1974; Morin y Todor, 1975) con propiedades mecánicas peculiares principalmente por su contenido de minerales alófanos y haloisíticos; es decir, muestran una gran sensibilidad al secado y variaciones sensibles en su resistencia debido al régimen de succión mátrica (Marsal y Mendoza, 1985), que explican en parte los deslizamientos que ahí se produjeron.

En la Fig. 3.2 se presenta un mapa geológico simplificado de la región estudiada, en el que se representan los flujos de lava, depósitos volcánicos y las áreas afectadas por los deslizamientos. Se puede observar claramente que la ciudad de Teziutlán está rodeada por depósitos de escoria y pómez mezclados con arcilla, formando capas que en algunas zonas llegan a tener más de cinco metros de espesor. Lo anterior puede explicar el espesor que tuvo el

deslizamiento La Aurora, cuya geometría se describe en el siguiente inciso, y se muestra en la figura al oriente de la ciudad con el número 21.

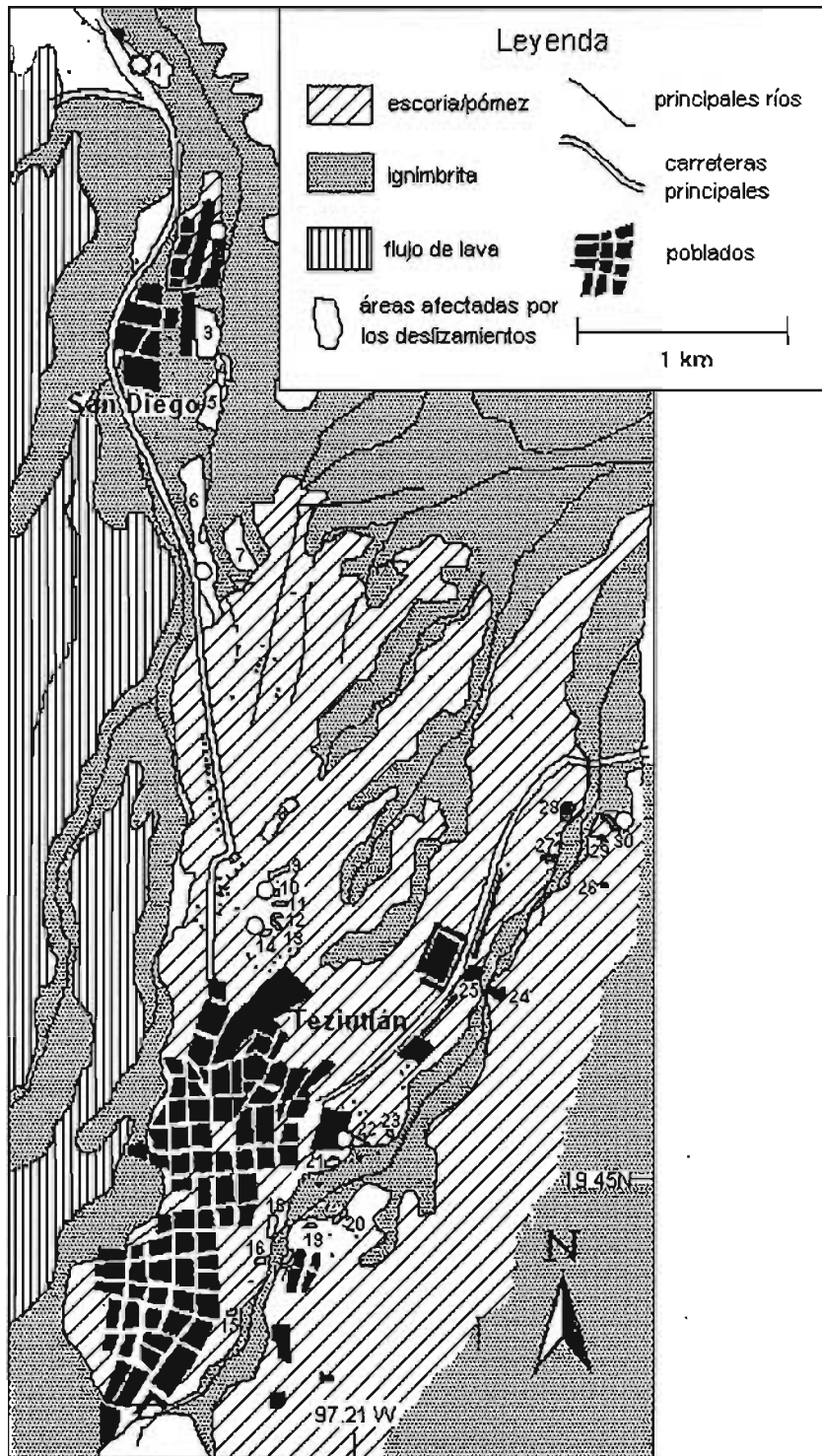


Figura 3.2 Mapa en el que se muestra la geología de forma simplificada de la región y las áreas afectadas por las fallas de laderas (Capra et al., 2003).

3.3 GEOMETRÍA DE LA FALLA

Dadas las condiciones geomorfológicas antes descritas y debido a las precipitaciones intensas en la región, a principios de octubre de 1999 ocurrieron deslizamientos de tierra en las laderas de la ciudad, que como se ha señalado, provocaron consecuencias fatales. La parte céntrica de la población no sufrió ningún daño por esos eventos. Por las implicaciones y dimensión del deslizamiento en la ladera de la Colonia La Aurora, se llevó a cabo su estudio particular; el caso se documenta a continuación.



Figura 3.3 Vista aérea del deslizamiento en la Colonia La Aurora, Teziutlán Pue.

En la ladera que se tiene en la parte posterior del cementerio municipal, ubicado en la Colonia La Aurora, alrededor de las diez de la mañana del martes 5 de octubre de 1999 ocurrió un deslizamiento de suelos que abarcó incluso unos 15 m del panteón, cerca del hombro del deslizamiento. Vecinos del sitio relatan que sucedió "...con fuertes estruendos y en un santiamén". El talud tenía una pendiente moderada de aproximadamente 23°; en la Fig. 3.3 se presenta una vista aérea del deslizamiento. Como se nota, el deslizamiento de la masa de suelo dejó al descubierto totalmente la superficie de falla, ya que al disgregarse y mezclarse con la gran cantidad de agua que acumulaba, dio como resultado un fluido franco que se vació pendiente abajo. En la ladera existían casas-habitación, y como se había establecido la suspensión de clases escolares y otras actividades en la ciudad –llovía desde el domingo en la noche– la gran mayoría de sus moradores se encontraban en esas viviendas, al igual que los que ocupaban otras al pie de la ladera; desafortunadamente, como ya se mencionó, el flujo de material produjo poco más de un centenar de pérdidas humanas.

Durante el reconocimiento del sitio a los pocos días de ocurrido el suceso, todavía en el proceso penoso de recuperación de cuerpos, se hizo un muestreo inicial a cielo abierto precisamente en la superficie de falla, en su porción superior relativamente más escarpada, aproximadamente entre las estaciones C y D, ver Fig. 3.4. Cuatro meses después se realizó un detallado levantamiento topográfico de la superficie fallada y del terreno natural no fallado de las inmediaciones; para ello se utilizó un teodolito y un distanciómetro, ambos electrónicos; adicionalmente se tomaron muestras a cielo abierto alteradas e inalteradas a lo largo del eje longitudinal. El interés de conocer la topografía a ambos lados de la superficie fallada, fue la de inferir con esta información la topografía superficial antes del deslizamiento. La posición de la estación donde hicieron centro los aparatos fue en un punto del eje longitudinal del deslizamiento, seleccionándolo para que se observaran los puntos previamente escogidos para definir la superficie de interés. El eje longitudinal que guarda un rumbo S 70° W se definió con 13 estaciones dispuestas a las distancias horizontales que se indican en la Tabla 3.2. Se establecieron secciones transversales que pasan por los puntos A a M, con lo que se determinó con claridad la superficie fallada, y se pudo reconstruir con razonable certidumbre la superficie original del terreno.

La masa fallada tuvo un movimiento con cierto componente de rotación en su porción cercana a la corona, pero pendiente abajo predomina el de traslación. En la Fig. 3.4 se presenta el perfil del deslizamiento por su eje longitudinal, alcanzando su proyección en planta una longitud máxima de 100.5 m. Como se aprecia, la superficie de deslizamiento es bastante somera, mayormente hacia el pie; se ha cuantificado que entre las estaciones B y M, la profundidad media desde la superficie original del terreno era de 4.4 m, alcanzando una profundidad máxima de 5.9 m. La superficie de deslizamiento tiene una forma que corresponde a la de una mitad de embudo, la que es característica de las fallas en las que se "fluidifica" el suelo, reduciéndose en general pendiente abajo el área transversal, tal como se señala en la Tabla 3.2. El volumen cuantificado de la masa removida fue de 7,350 m³, que si bien no fue un volumen tan grande, sí fue de gran impacto. La superficie de falla en su extremo superior corta al terreno del panteón con un ángulo de unos 50°; alcanza un ancho máximo de 38 m, mismo que se reduce hacia el pie, como se aprecia en la Fig. 3.3, y se indica en el isométrico de la Fig. 3.5, resultado del levantamiento topográfico. La forma de la traza de la superficie de falla en una sección transversal típica cerca de la corona se asemeja a una semielipse; sin embargo, en otras secciones pendiente abajo, se

distinguieron ciertos promontorios en la superficie de falla, en los que se reconocieron materiales menos descompuestos y por ende más resistentes. Más allá del pie de esta ladera y después de una ligera pendiente, se tiene un cantil vertical, al fondo del cual corre el río Calvario; así, el flujo lodoso escurrió por ese “escalón” y cayó finalmente hacia el río.

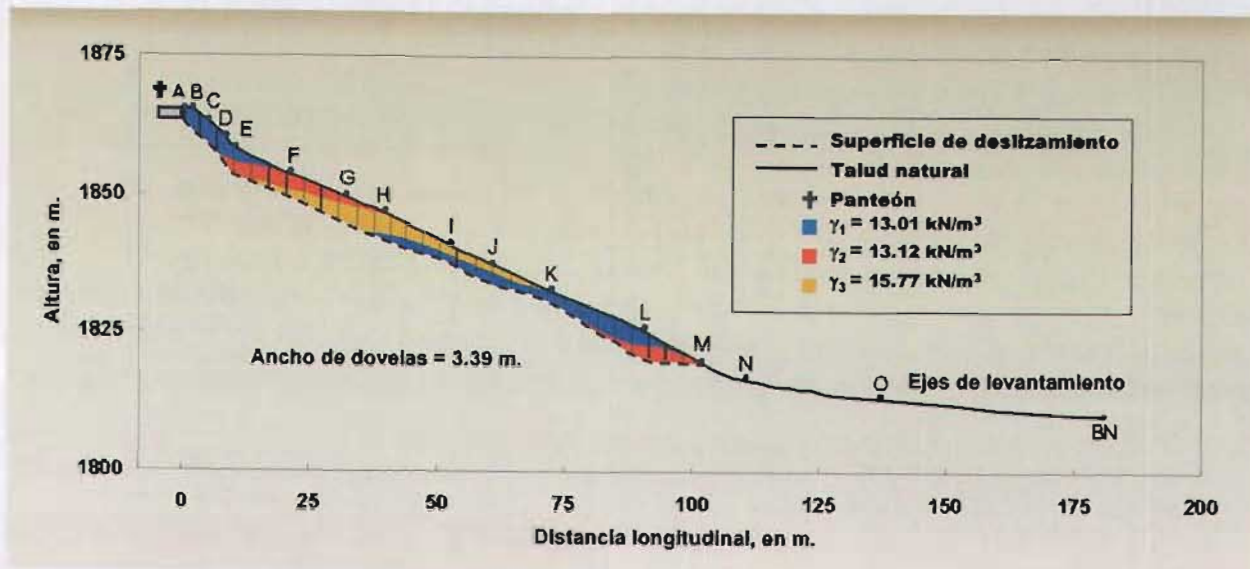


Figura 3.4 Perfil del deslizamiento "La Aurora" por su eje longitudinal

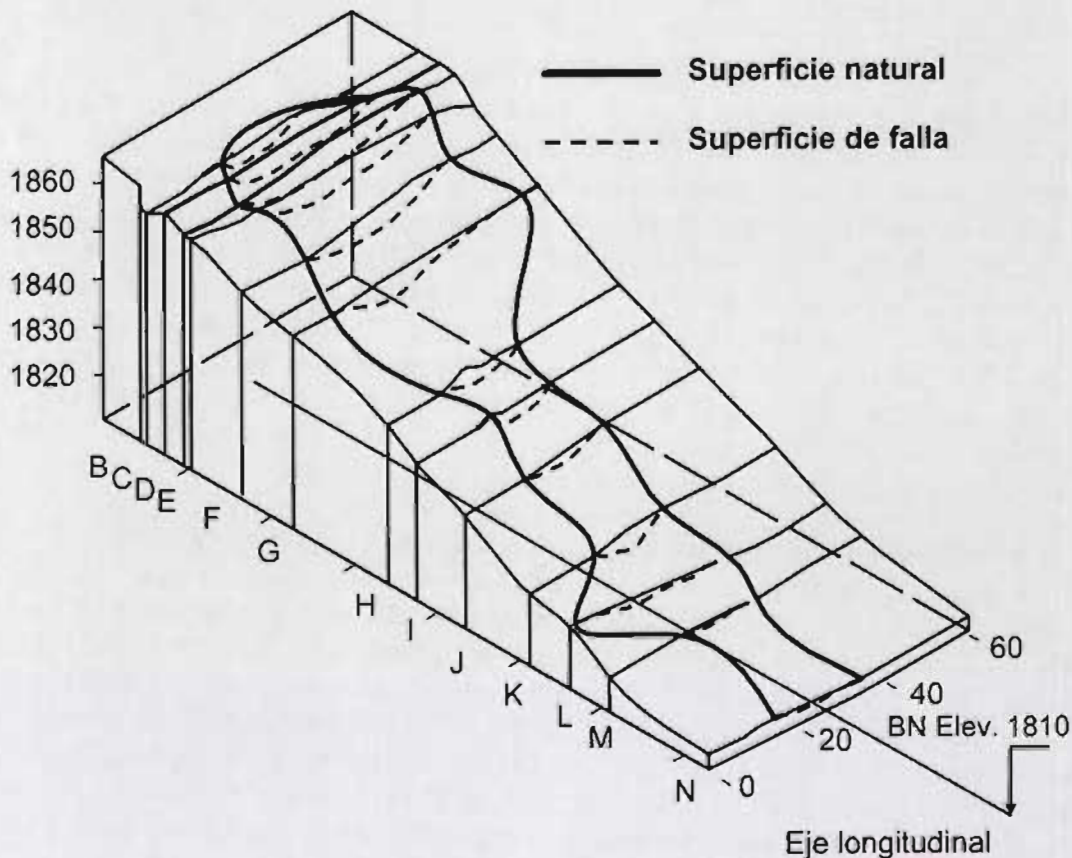


Figura 3.5 Isométrico del deslizamiento de la Colonia La Aurora

3.4 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS FALLADOS

El muestreo inicial mencionado entre las estaciones C y D, realizado desde la superficie de falla y hasta 15 cm de profundidad; permitió determinar pruebas índice. Fue así posible conocer a los materiales en la condición más cercana en espacio y tiempo a los de falla; sus datos se incluyen en la Tabla 3.1.

El contenido natural de agua alcanzó un valor medio (resultado de cuatro determinaciones) de $w = 97.8\%$. Con esta información resultado de ensayos muy simples, pudo constatar que el suelo del talud tenía un contenido natural de agua ligeramente superior al límite líquido, lo que definiría que en condición remoldeada este suelo se encontraría con una consistencia propia del estado semi-líquido; esto es, con una resistencia cortante muy baja. Sin embargo, en su condición natural inalterada guardaba cierta consistencia, dada la estructura adquirida durante su vida geológica. Tal estructura al parecer es muy sensible al remoldeo, lo que provocó el flujo.

Tabla 3.1 *Consistencia de los suelos, a seis días de su falla*

Propiedad índice	A partir de su w_n	Con secado previo al horno
Límite líquido, w_L	97.0 %	61.1 %
Límite plástico, w_P	59.1 %	49.3 %
Índice plástico, PI	37.9 %	11.8%
Índice de liquidez, I_L *	1.02	-

* $I_L = (w - w_P) / PI$

Una muestra de este suelo se sometió a tamizado por vía húmeda, encontrándose que 94% del total en peso pasa la malla No. 200 (0.074 mm), y que el 100% de sus partículas es de dimensiones menores de 1 mm. Atendiendo a estos datos, puede señalarse que el material de la porción alta de la ladera es un suelo fino que se clasifica según el S.U.C.S., como un limo de alta compresibilidad (MH). No obstante esta clasificación ingenieril, se estima que mineralógicamente hablando se trata de una arcilla y posiblemente con cierta proporción de alófanos o amorfos (Birkeland, 1974), a juzgar por la sensibilidad que exhibe al secado (Mendoza, 1985); en efecto, adviértase que si se seca el suelo en el horno antes de realizar los ensayos de límites de plasticidad, se reduce considerablemente el índice plástico debido principalmente a la caída drástica del límite líquido (inciso 1.5.1). La densidad de sólidos en la muestra es $G_s = 2.71$, y su peso volumétrico total natural, $\gamma_t = 13.01$ kPa.

Es claro que la falla de la ladera no se explica sólo por la baja resistencia al esfuerzo cortante de su suelo, aunque sin duda la sola identificación y determinación de la consistencia de estos materiales, junto con los antecedentes de inestabilidades en la región, debieron ser motivo de alerta, y deben serlo de preocupación para el futuro. En efecto, el disparador de la inestabilidad fue el agua, con un mecanismo para alcanzarla tal como el descrito en el inciso 1.4. Dada la alta precipitación, el agua ingresó al cuerpo de la ladera, generando alta presión de poro en la futura superficie de falla, lo que sucedió con cierta facilidad, toda vez que ésta se definió a relativamente poca profundidad precisamente en el suelo más alterado. Al respecto, se reconoció que cerca del hombro y en la parte posterior del cementerio, antes de la falla se había acumulado cierto tirante de agua; se especula que a través de posibles grietas iniciales que pudieron haberse

generado cerca del hombro, se haya ejercido presión hidrostática, que sería otro factor coadyuvante de la inestabilidad. Al producirse la falla, el suelo en movimiento perdió su estructura natural (sensibilidad alta) por el remoldeo, y con ello alcanzó una consistencia propia del estado semilíquido; esta masa fluida provocó el flujo pendiente abajo.

El 31 de marzo de 2000 se muestrearon los materiales en las estaciones indicadas a lo largo de la superficie de falla (Fig. 3.5) y a 15 cm de profundidad. Los datos de ubicación, área transversal y límites de plasticidad se indican en la Tabla 3.2.

Es interesante señalar que no se tuvo dificultad para muestrear los suelos fallados pocos días después del deslizamiento; sin embargo, en el segundo muestreo hubo necesidad de usar pico y pala. Es muy clara la variación estacional que sufre el contenido de agua de los suelos fallados en relación con sus límites de plasticidad; el índice de liquidez pasó de un valor casi unitario al momento de la falla a valores incluso negativos en la temporada de sequía relativa. Estas variaciones de consistencia determinan sin duda cambios en el comportamiento mecánico de los geomateriales, y por tanto resultan dependientes del régimen climatológico e hidrológico. Así, el análisis de deslizamientos en laderas debidos a precipitaciones fuertes es complicado, no sólo por estos efectos externos, sino en función de que están involucradas interacciones complejas que son tarea de la mecánica de suelos saturados y no-saturados.

Tabla 3.2 *Consistencia de los suelos fallados, muestreados en la temporada de sequía relativa; y datos de las secciones transversales*

Estación	X (m)	A (m ²)	W (%)	w _L (%)	PI (%)	I _L
A	0	10.5				
B	1.89	45.0				
C	4.84	105.0	31.1	63.9	18.5	-0.77
D	8.17	129.5	69.6	84.0	33.0	0.56
E	10.34	126.8	74.9	89.3	40.1	0.64
F	20.71	118.7	40.9	NP	NP	-
G	31.53	88.2				
H	39.15	76.3	39.9	61.0	23.4	0.10
I	52.28	45.0				
J	60.82	41.5	33.0	54.0	19.6	-0.07
K	72.57	27.0				
L	89.58	48.8	20.3	52.8	15.1	-1.15
M	100.52	28.7	23.5	35.0	10.9	-0.06

3.5 PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Para realizar los estudios completos del análisis de estabilidad de una ladera es indispensable obtener las propiedades c' y ϕ' de los materiales en pruebas de laboratorio. Atendiendo a dicho requerimiento con el material muestreado del deslizamiento de la Colonia La Aurora se planteó un programa de pruebas.

Una condición básica que debe cumplir un ensaye en el laboratorio para la determinación de las propiedades mecánicas de un elemento de suelo que compone la ladera, es someterlo a estados

de esfuerzo y campos de deformación los más parecidos a los que se presentan *in-situ*. Este ambiente está caracterizado por una condición de esfuerzos anisotrópicos por las cargas sostenidas y por el cambio en el grado de saturación en el suelo debido a la presencia de lluvia. El tipo de pruebas con las que se reproducen las condiciones básicas antes señaladas son pruebas estáticas, aunque el equipo que se utilizó para determinar los parámetros estáticos de resistencia en el laboratorio fue la cámara triaxial cíclica torsionante del Laboratorio de Dinámica de Suelos del CENAPRED.

3.5.1 Descripción del equipo

En la Fig. 3.6 se muestra un esquema de la cámara triaxial cíclica torsionante. La celda triaxial soporta presiones confinantes hasta de 98.1 kPa; su base y tapa están construidas en acero inoxidable y sujetas mediante tres barras del mismo material, ubicadas en el interior de la celda. Esta celda permite ensayar especímenes cilíndricos macizos o huecos de 70 ó 100 mm de diámetro exterior, 100 mm de altura y 20 mm de espesor de pared en los últimos; para los huecos se requiere desde luego colocar membranas de latex por el interior y por el exterior. Tanto el pedestal como el cabezal tienen la misma sección transversal que la de la muestra seleccionada, y poseen navajas radiales con que la fijan, así como piedras porosas que permiten su drenaje.

En la parte superior del marco de carga de la cámara triaxial se tiene un actuador neumático de 1962 N de capacidad, que permite aplicar el esfuerzo axial sostenido a fin de cumplir con una condición de compresión anisotrópica sobre el suelo, y/o equilibrar la fuerza sobre el pistón resultante de la presión confinante. La presión estática suministrada a este actuador se regula a través del panel de controles neumáticos y de vacío, Fig. 3.7, el cual tiene un regulador de presiones con un dispositivo integrado en el que se preestablece la relación K de esfuerzos principales (confinante a axial), para poder aplicar automáticamente con este regulador las dos presiones diferentes. A través de ese mismo panel de control se aplica contrapresión (máxima de 49 kPa) para asegurar la saturación del suelo, regulador marcado con el punto C en la Fig.3.7; se miden los cambios volumétricos de las muestras, punto I; se genera el vacío necesario a moldes y membranas para la formación de especímenes de suelos granulares, punto L; se mantiene e introduce agua desaerada al sistema; se llena y vacía la cámara con el agua de confinamiento, punto B, y, dado su peso, se aplican presiones controladas bajo la cámara triaxial para generar un colchón de aire y facilitar sus movimientos laterales sobre la placa base durante el montaje, punto O.

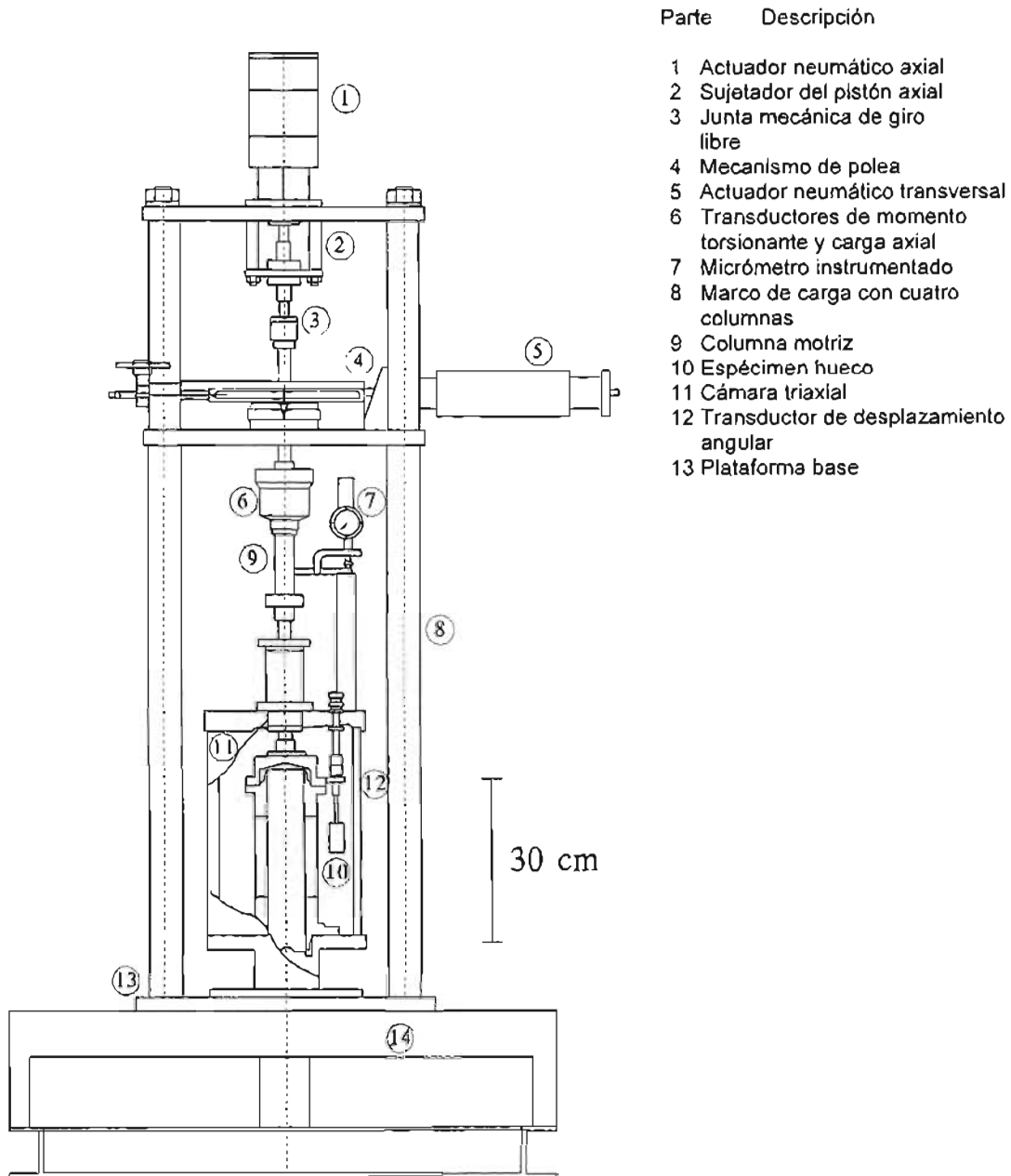
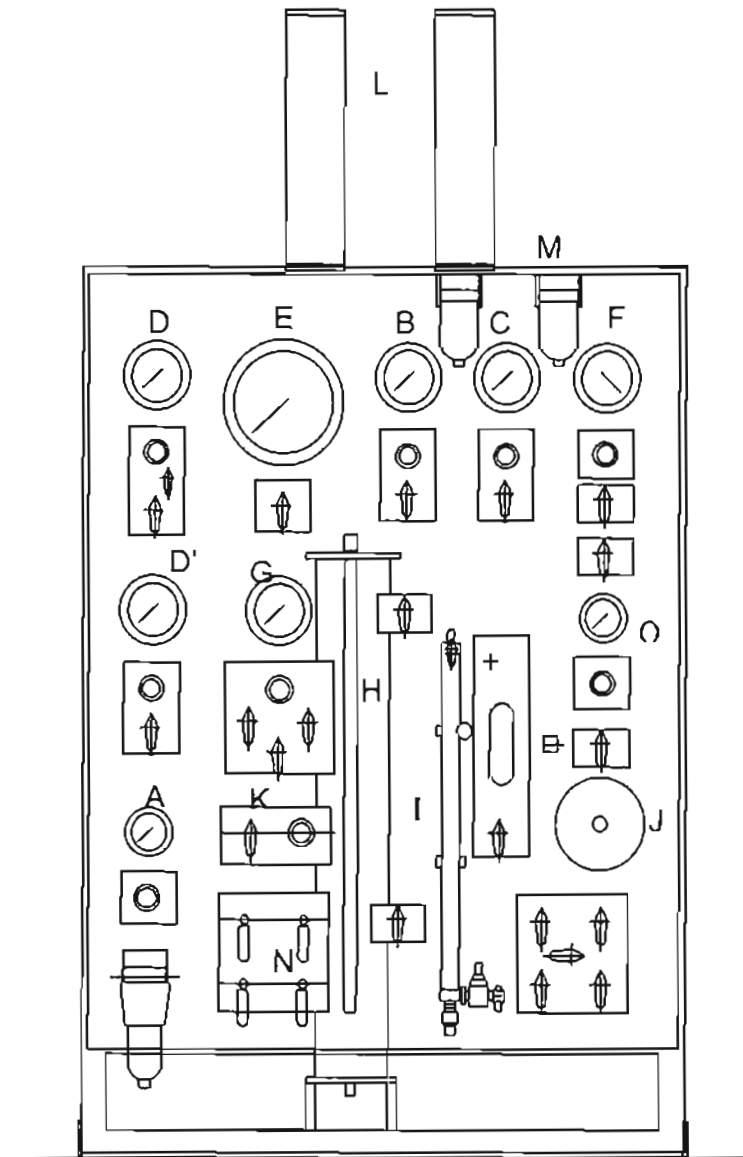


Figura 3.6 Esquema de la cámara triaxial cíclica torsionante (Mendoza et al., 1996)



Parte	Descripción		
A-	Regulador de presión primaria, 0-98.1 kPa	H-	Tanque de almacenamiento de agua
B-	Regulador de presión confinante, 0-98.1 kPa	I-	Bureta instrumentada
C-	Regulador de contrapresión, 0-98.1 kPa	J-	Inyector para controlar el nivel de agua en la bureta
D-	Regulador de presión del actuador vertical, 0-98.1 kPa, D'	K	Regulador con sistema de ajuste
E-	Manómetro de carátula de $\phi=20$ cm	L	Trampa de vaclo
F-	Regulador de vacío	M	Trampa de aire a presión
G-	Regulador de presión de tanque de almacenamiento, 0-49 kPa	N	Sistema hidráulico del tanque de almacenamiento pedestal de la celda
		O	Controlador de presión para deslizar la Plataforma base de la cámara

Nota: Todos los manómetros cuentan con su respectivo regulador de carátula.

Figura 3.7 Panel de controles neumáticos de la cámara triaxial ciclica torsionante (Mendoza et al., 1996)

En la parte intermedia del marco de carga se ubica un actuador neumático transversal de la misma capacidad que el axial, el que mediante un mecanismo de polea horizontal, genera y transfiere el par torsionante a la columna vertical del sistema motriz y ésta al espécimen de la prueba. Las presiones que recibe este actuador están suministradas por la unidad de control de presiones neumáticas cíclicas, la que después de recibir la presión primaria de la compresora opera un oscilador de carga neumática, proporcionando una carga senoidal con la amplitud, frecuencia y número de ciclos seleccionados; los momentos torsionantes alternantes dinámicos aplicados, inducen al suelo los esfuerzos cortantes cíclicos.

A lo largo de la columna motriz se tienen dispuestos, entre la cámara triaxial y el actuador transversal, celdas instrumentadas de momento torsionante y de carga axial; así mismo, en esta porción se mide la deformación axial mediante un micrómetro instrumentado. El giro o desplazamiento angular alrededor del eje vertical se mide con un transductor de giro dispuesto en el interior de la cámara triaxial, justo en el cabezal del espécimen ensayado.

El equipo cuenta con una consola en la que se tienen dispuestos los acondicionadores de señales que muestran digitalmente los valores de las siete variables en unidades ingenieriles que se monitorean durante un ensaye triaxial; estas variables y algunas características de los transductores con que se registran se indican enseguida:

Canal 1: Fuerza axial sobre la muestra, en N. Capacidad máxima de 1962 N a tensión. Alimentación 6 VDC. Salida 0.999 y -0.502 mV/V en compresión y tensión.

Canal 2: Desplazamiento axial del espécimen, en mm. Se mide con un micrómetro instrumentado que permite visualizarlo en un indicador de carátula de 6.5 cm de diámetro, y a través de una señal eléctrica que se registra digitalmente. La graduación mínima de la carátula es de 0.01 mm y su rango de 20 mm.

Canal 3: Momento torsionante aplicado a la muestra, en N-m. Transductor del par torsionante con capacidad máxima de 19.62 N-m. Alimentación de 10 VDC y respuesta de 1.007 y -1.004 mV/V en sentido y sentido contrario al giro de las manecillas, respectivamente.

Canal 4: Giro en grados que sufre la muestra. El transductor de desplazamiento angular está ubicado muy cerca de la cabeza del espécimen en el interior de la cámara triaxial y está constituido por un potenciómetro de giro continuo. Tiene en uno de sus extremos un disco que se ajusta tangente al cabezal de la muestra; así, el giro que ocurre en el cabezal y espécimen determina un giro en sentido contrario en una proporción de 2 a 1, resultado de la relación de diámetros del cabezal y del citado disco del sensor. Aun cuando el sensor puede girar varias vueltas, sólo un intervalo de $\pm 50^\circ$ se utiliza para la medición del giro.

Canal 5: Presión de poro en la base del espécimen, en kPa. El transductor de presión relativa está construido a base de *strain gages* cementados al pequeño diafragma, con una capacidad máxima de 49 kPa. Su alimentación es en Volts de corriente directa (VDC) y su salida de 0.768 mV/V; su cambio volumétrico es menor de 2.5×10^{-14} m³/kPa. Se encuentra ubicado a 25 cm de la piedra porosa del pedestal de la cámara triaxial, y está unido mediante tubo de acero inoxidable; se utiliza agua desaerada y válvulas de esfera de desplazamiento nulo en el sistema; y

no obstante, en la parte superior del bloque donde está conectado el transductor se tiene un desfogue para la liberación de eventuales burbujas de aire.

Canal 6: Presión confinante sobre la muestra, en kPa. El transductor es del mismo tipo que el anterior, siendo su capacidad máxima de 98.1 kPa.

Canal 7: Cambio volumétrico del espécimen, en cm^3 . El sensor que mide los cambios volumétricos que ocurren en las muestras saturadas, y que se reflejan en el ascenso o descenso de una columna de agua en una bureta graduada, es un transductor de presión diferencial extremadamente sensible. Está ubicado en la base de la bureta y recibe por un lado de su diafragma plano la contrapresión neumática; y por la otra, esta misma presión más la que ejerce la pequeña columna de agua, h , de la bureta. Está caracterizado por una presión diferencial máxima de 56 cm de carga de agua, con respuesta de 35 mV/V para una alimentación de 5 V.

Los transductores de la cámara triaxial cíclica torsionante contaban con calibraciones provistas por los fabricantes; sin embargo, a fin de tener absoluta confianza en los resultados experimentales calculados, se han recalibrado los transductores bajo las condiciones y con el equipo de medición expresamente utilizados en este aparato. Pudo comprobarse que todos los sensores exhibieron una no-linealidad menor al 0.3% de la escala total y una histéresis del mismo orden (Mendoza *et al.*, 1996).

3.5.2 Descripción de las pruebas

Para determinar en el laboratorio la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se realizaron en dos especímenes pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con acción torsionante monotónica, CU-TM.

La prueba triaxial torsionante monotónica se efectuó en tres etapas: en la primera se saturó haciendo fluir agua de abajo hacia arriba a la muestra, con la finalidad de eliminar, lo más posible, los vacíos ocupados por el aire. En la segunda etapa se aplicaron esfuerzos que reproducen el estado de esfuerzos geostáticos; para cumplir con ello se estableció que tales esfuerzos deben ser efectivos, por lo que fue necesario someter al espécimen a un proceso de consolidación. También, para simular de mejor manera el estado de esfuerzos *in-situ*, los esfuerzos fueron anisotrópicos con una cierta relación de esfuerzos principales efectivos, K . La tercera etapa consistió en aplicarle a la muestra incrementos de esfuerzo cortante hasta la falla, sin permitir drenaje del agua.

3.5.3 Estados de esfuerzo en la prueba torsionante monotónica

A continuación en la Fig. 3.8a se muestran los esfuerzos aplicados en la segunda etapa de la prueba torsionante monotónica. Dichos esfuerzos valen:

$$\sigma_z = \sigma_v; \sigma_r = \sigma_h; \sigma_\theta = \sigma_h = \sigma_r; \tau_{z\theta} = 0 \quad (3.1)$$

y su representación en el diagrama de Mohr se aprecia en la Fig 3.9a, en la que se distingue que:

$$\sigma_{1c} = \sigma_v = \sigma_z; \sigma_{2c} = \sigma_h = \sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_{3c} \quad (3.2)$$

condición para la que el esfuerzo normal octaédrico vale:

$$\sigma_{oc1} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)_c = \frac{1}{3}(\sigma_v + 2\sigma_h)_c \quad (3.3)$$

En la tercera etapa actúa un momento torsionante alrededor del eje z, que modifica el estado previo de esfuerzos, al agregarse un componente de cortante simple tal que:

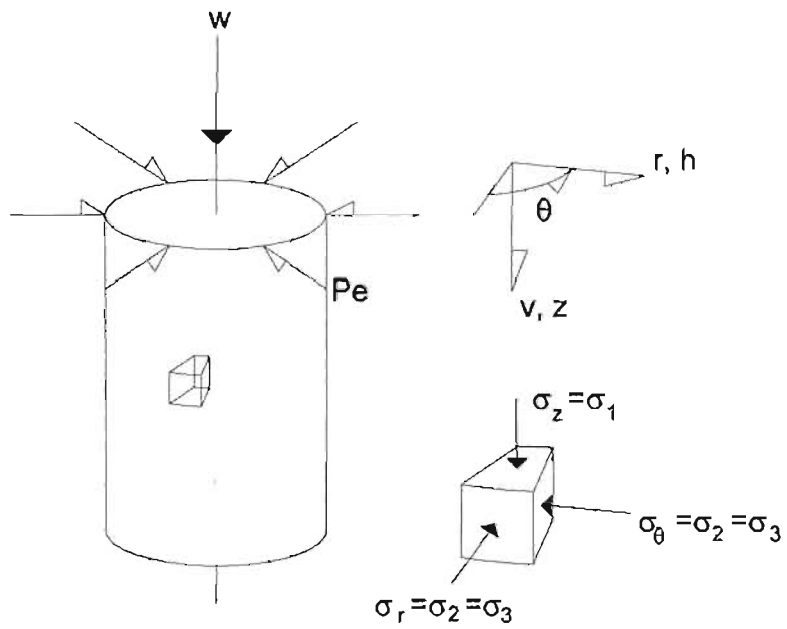
$$\Delta\sigma_z = 0; \Delta\sigma_r = 0; \Delta\sigma_\theta = 0; \tau_{z\theta} = \tau_{vh} \quad (3.4)$$

lo que sumado al estado de esfuerzos anterior (ec 3.1) se tiene en un momento dado de la aplicación de una acción torsionante monotónica el siguiente estado de esfuerzos:

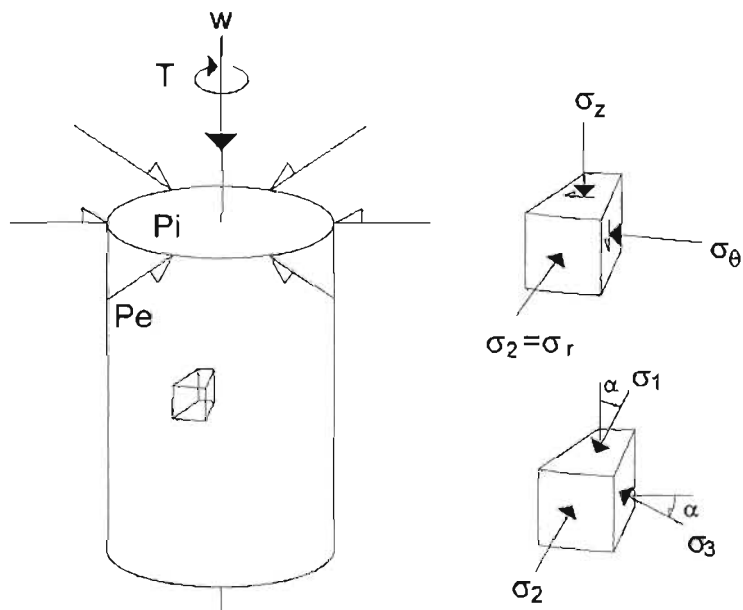
$$\sigma_z = \sigma_v; \sigma_r = \sigma_h; \sigma_\theta = \sigma_h; \tau_{z\theta} = \tau \quad (3.5)$$

Durante la aplicación del momento torsionante que le inducen al espécimen esfuerzos cortantes en las caras horizontales y verticales radiales, ocurre una rotación de esfuerzos principales; así, el esfuerzo principal mayor parte de una dirección estrictamente vertical, lo que corresponde a la condición inicial de esfuerzo desviador nulo. A partir de ese momento se aplica el esfuerzo cortante $\tau_{z\theta}$ hacia un lado; esa dirección inicial se denotará positiva, y corresponde para nuestro caso a un giro en sentido contrario al de las manecillas del reloj, atendiendo a la regla de la mano derecha. Conforme la amplitud del cortante $\tau_{z\theta}$ crece, la dirección del esfuerzo principal mayor gira un ángulo positivo α , alcanzando un valor máximo en amplitud un instante antes de la falla, tal como se muestra en términos de esfuerzos totales en la Fig. 3.9b. En este proceso se genera presión de poro, por lo que los círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos se desplazan, al momento de la falla, atendiendo al valor alcanzado de aquella, u_f , como se muestra en la Fig. 3.9c. Las expresiones que definen estos esfuerzos son:

$$\sigma_z' = (\sigma_v - u_f) = \sigma_v'; \sigma_r' = (\sigma_r - u_f) = \sigma_h'; (\sigma_\theta - u_f) = (\sigma_h - u_f) = \sigma_h'; \tau_{z\theta} = \tau \quad (3.6)$$



a) Segunda etapa



a) Tercera etapa

Figura 3.8 Esfuerzos generados en una prueba triaxial torsionante

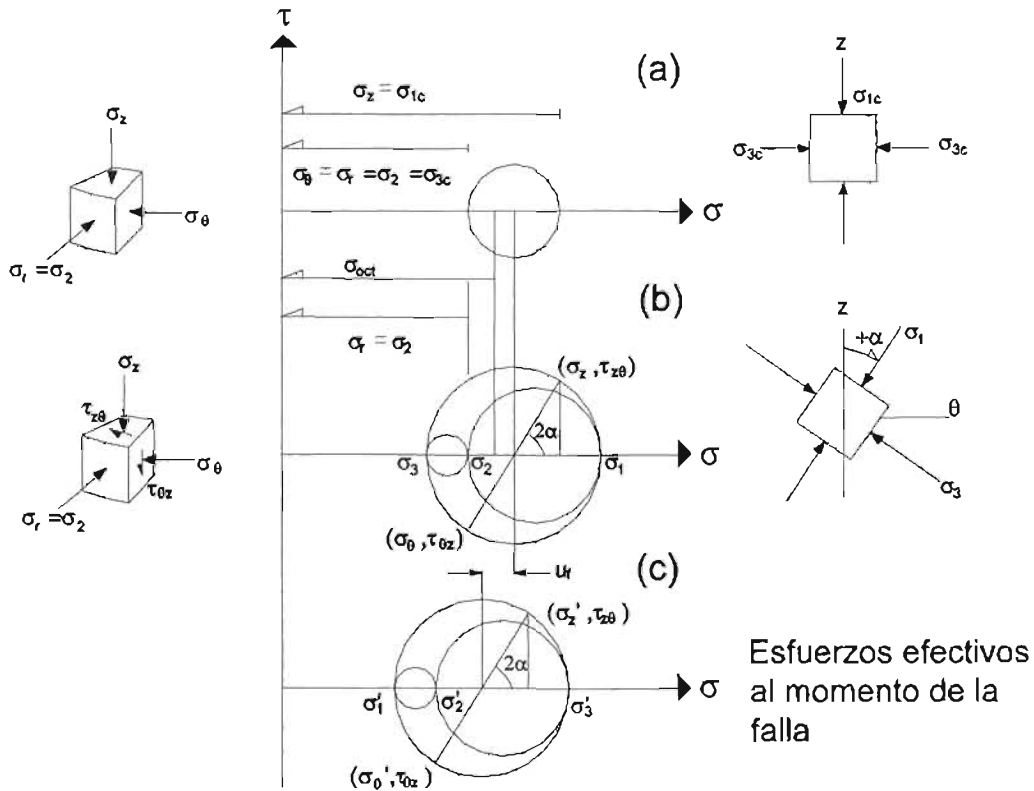


Figura 3.9 Estados de esfuerzo y su representación en los círculos de Mohr durante la aplicación del esfuerzo torsionante (Mendoza et al., 1996)

Para calcular el esfuerzo cortante medio en planos horizontales, $\bar{\tau}_{z\theta}$, que induce en cada momento el par torsionante T (canal 2) que actúa alrededor del eje z, se obtiene con las expresiones siguientes:

$$(\tau_{z\theta})_{El} = \frac{3}{4} \tau_{max} \quad (3.6)$$

y la distorsión media, Fig. 3.10, vale:

$$\bar{\gamma}_{z\theta} = \frac{2r}{3H} \cdot \theta \cdot \frac{\pi}{180} \quad (3.7)$$

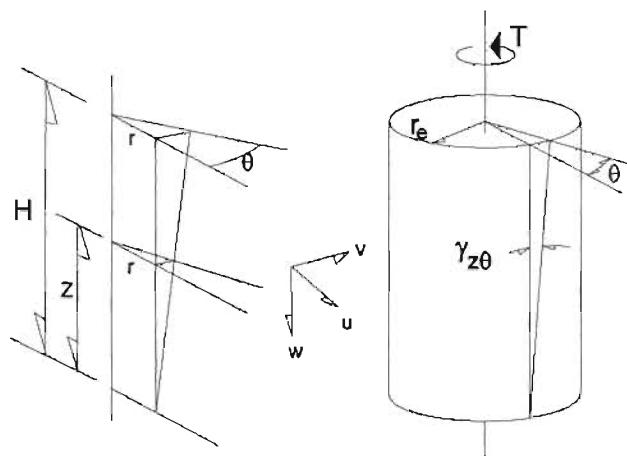


Figura 3.10 Distorsión $\gamma_{z\theta}$ del espécimen debido al momento torsionante

3.5.4 Ejecución de los ensayos

Los especímenes fueron labrados de una muestra inalterada obtenidas entre los puntos D y E sobre la superficie de falla del deslizamiento La Aurora, cuya profundidad obtenida a partir de la superficie antes de la falla más probable es de 5m, ver Fig. 3.4. En la Tabla 3.3 se resumen las características con las que se ensayaron las probetas, así como los valores de los esfuerzos de confinamiento empleados durante las pruebas y la condición en que se aplicaron.

Tabla 3.3 Características de ensaye de las probetas, valores de los esfuerzos de confinamiento empleados y la condición en que se aplicaron.

Muestra No	Tipo de Prueba	B %	γ kN/m^3	K	σ_{oct} kPa	σ_2 kPa
1	CU-TM Anisotrópica	98	13.14	0.6	58.86	48.07
2	CU-TM Anisotrópica	98	13.03	0.6	88.29	72.59

Enseguida se da una descripción detallada de los pasos que se siguieron para aplicar los esfuerzos anisotrópicos y de la forma del ensaye en la cámara triaxial cíclica torsionante:

- Una vez montada la muestra (1) en la cámara triaxial, se procedió a abrir los drenes, el inferior para que la muestra absorba agua y el superior para aplicar succión y pueda circular agua a través de ella. Cuando la absorción del agua a través de la muestra fue prácticamente nula se aplicó contrapresión con el regulador E, inicialmente 4.9 kPa de presión confinante y posteriormente con el regulador C se incrementaron al mismo tiempo tanto la presión confinante como la contrapresión, conservando siempre la diferencia inicial, hasta que la primera llegó a los 196.2 kPa; y se dejaron los drenes abiertos durante uno o dos días.
- Posteriormente se cerraron los drenes para medir el coeficiente B de Skempton. Para ello se aprovechó el valor del esfuerzo horizontal, σ_2 , de la condición anisotrópica para dar el incremento de esfuerzos, lo cual se logró aumentado al mismo tiempo tanto el esfuerzo

horizontal como el vertical hasta alcanzar la condición isotrópica con $\sigma_1=\sigma_2=48.07$ kPa. Inmediatamente después de tener la condición isotrópica se midió el incremento en la presión de poro, y se calculó el coeficiente B; en este caso fue del 98% en ambas muestras.

- A continuación se incrementó el σ_1 hasta alcanzar la condición anisotrópica con $K=0.6$ y $\sigma_{oct}=58.86$ kPa, luego se abrieron los drenes para que la muestra se consolidara.
- Al final de la consolidación se cerraron los drenes y se procedió a aplicar un par torsionante, induciéndose así esfuerzo cortante por incrementos hasta la falla.

Una vez ensayada la probeta 1 con $\sigma_{oct}=58.86$ kPa, se procedió a realizar los mismos pasos para la probeta 2 pero ahora con $\sigma_2=72.59$ kPa y $\sigma_{oct}=88.29$ kPa.

3.5.5 Análisis y resultados de las pruebas

A continuación se presentan los resultados de las pruebas CU-TM de las Figs. 3.11 a 3.13. En las dos primeras se muestran las gráficas de esfuerzo cortante contra distorsión y sus ajustes hiperbólicos utilizando el método de Kondner (1963), con el cual se obtiene una correlación media de 0.99 entre las dos curvas. En la última se muestra la gráfica de presión de poro contra distorsión angular de la prueba CU-TM-2 y su ajuste hiperbólico, la gráfica correspondiente a la prueba CU-TM-1 no se presenta debido a que las lecturas de presión de poro adolecieron de un manejo apropiado de válvulas para su monitoreo.

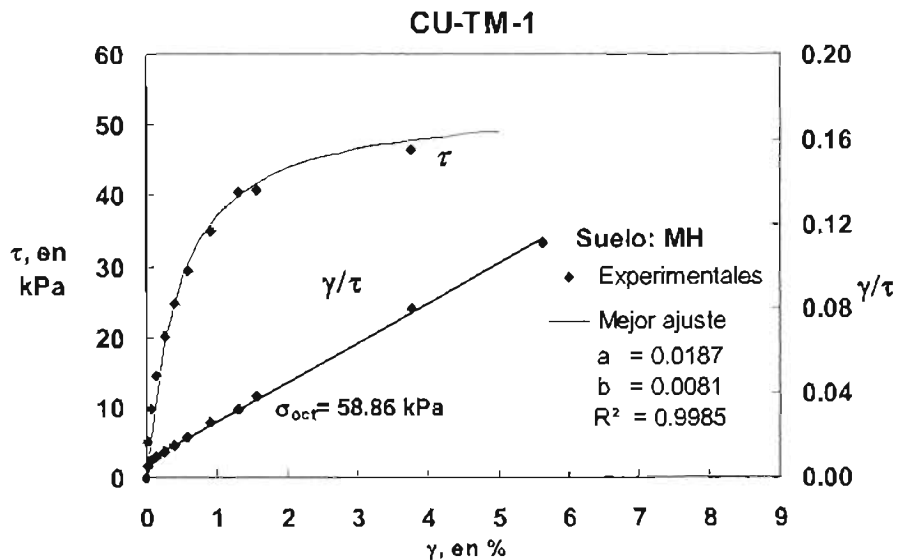


Figura 3.11 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo cortante-deformación angular utilizando ejes transformados para la prueba CU-TM-1

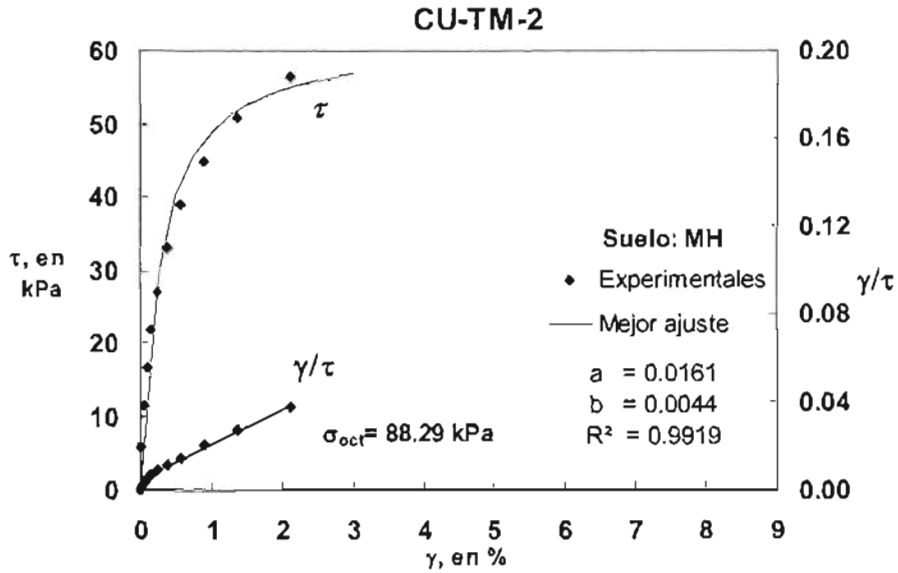


Figura 3.12 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo cortante-deformación angular utilizando ejes transformados para la prueba CU-TM-2.

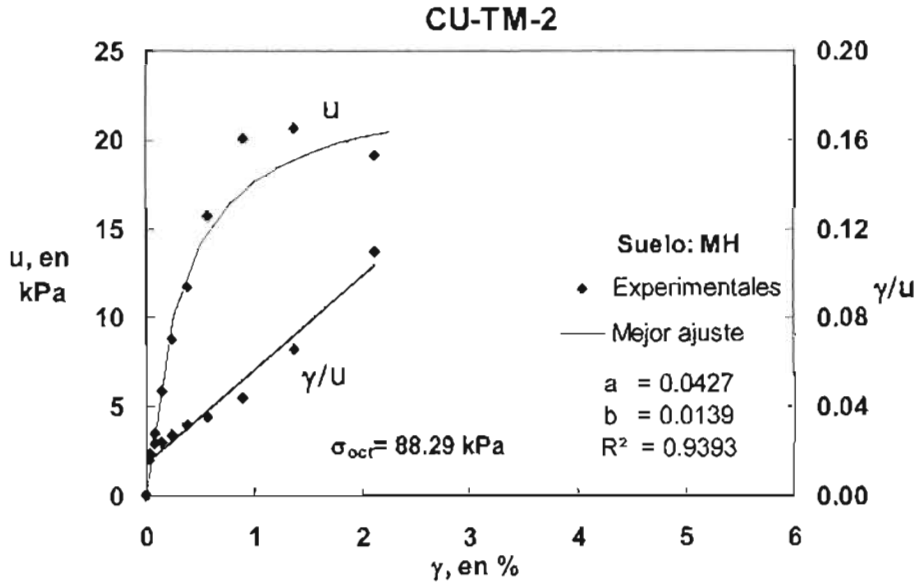


Figura 3.13 Ajuste hiperbólico de la curva presión de poro-deformación angular utilizando ejes transformados para la prueba CU-TM-2.

En cuanto a las curvas de presión de poro contra distorsión angular, la prueba CU-MT-2 se ajustó al modelo de Kondner, pero con una correlación de sólo 94%.

El modelo hiperbólico de Kondner establece que:

$$\tau = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \tag{3.8}$$

donde:

τ = esfuerzo cortante

γ = deformación angular sufrida en el espécimen
 a y b = valores constantes determinados experimentalmente, con el ajuste propuesto

Como se muestra en la Fig. 3.14a, a es el inverso del módulo tangencial inicial E_1 , y b es el inverso del valor asintótico del esfuerzo desviador en la falla. Kondner encontró que los coeficientes a y b pueden determinarse si los datos de la curva esfuerzo cortante-deformación angular son dibujados en ejes transformados, Fig. 3.14b, de tal manera que:

$$\frac{\gamma}{\tau} = a + b\gamma \tag{3.9}$$

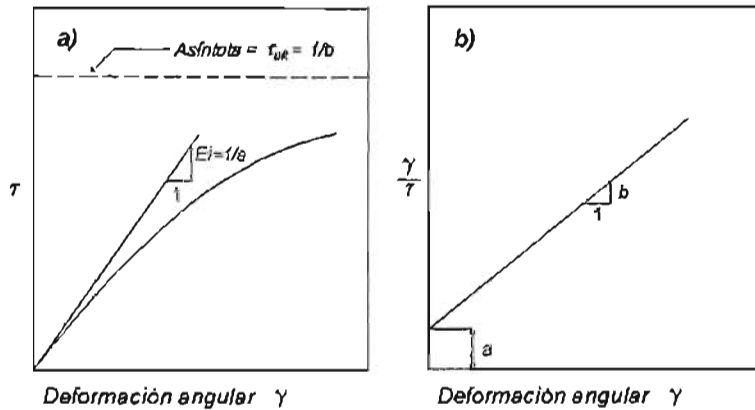


Figura 3.14 a) Curva deformación angular vs esfuerzo cortante, b) Curva hiperbólica transformada de deformación angular vs esfuerzo cortante.

En donde a y b son la ordenada al origen y la pendiente, respectivamente, de la recta dibujada.

Para la obtención de a y b se recurrió al paquete de computadora EXCEL, con el que primero se hizo un cambio de ejes y luego se ajustó a una línea de tendencia; los valores se muestran en la Tabla 3.4. Como criterio de falla, para dibujar los círculos de Mohr, se utilizó la deformación $\epsilon=2\%$, cuyos valores de τ correspondientes a cada prueba CU-TM se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Valores de a , b y de los criterios de falla para dibujar los círculos de Mohr para cada prueba CU-TM

Prueba	a	b	$\tau_{ult} (\epsilon=2\%)$
			kPa
CU-TM-1	0.018	0.008	43.16
CU-TM-2	0.016	0.004	53.95

Para obtener los valores de c' y ϕ' con la solución gráfica de Mohr, se procedió a dibujar en la Fig. 3.15 los esfuerzos principales totales antes de la etapa de falla, los cuales se muestran en la Tabla 3.5, los esfuerzos cortantes aplicados para la falla y los círculos con los esfuerzos principales efectivos, ver los valores correspondientes en la Tabla 3.6. En la Fig.3.15 se muestran, $c'=13.73$ kPa y $\phi'=33.0^\circ$, en la solución gráfica de Mohr.

Tabla 3.5 Resumen de los esfuerzos antes de la etapa de falla.

Prueba	σ_1	σ_2
	kPa	kPa
CU-TM-1	80.44	48.07
CU-TM-2	120.66	72.59

Tabla 3.6 Resumen de los esfuerzos principales y presión de poro un instante antes de la falla.

Prueba	σ_1	σ_2	u	σ_1'	σ_2'
	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
CU-TM-1	109.87	17.66	1.96	107.91	15.7
CU-TM-2	155.98	37.28	9.81	146.17	27.47

CU-TM

Criterio de falla $\epsilon=2\%$

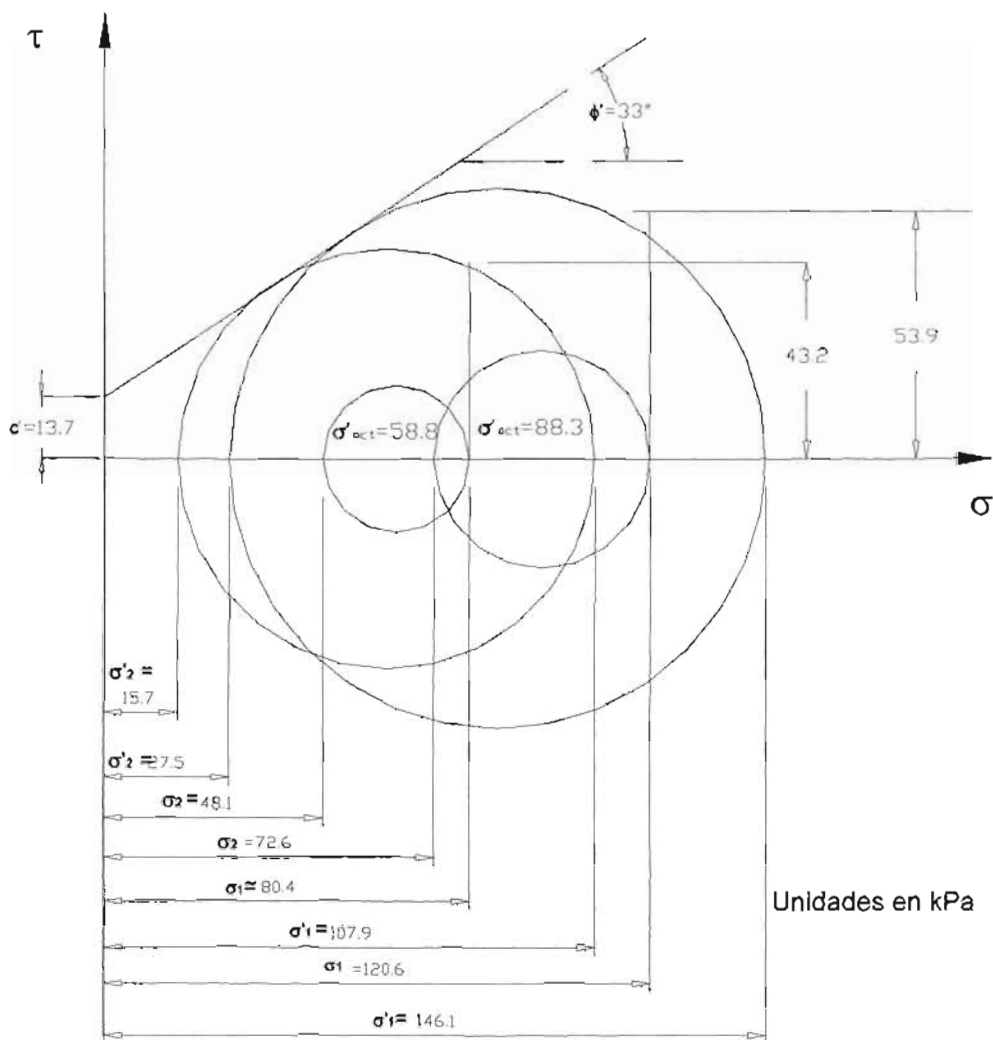


Figura 3.15 Obtención de c' y ϕ' en círculos de Mohr de las pruebas CU-TM

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA.

En este capítulo se utiliza el programa JanbuNR para analizar el deslizamiento La Aurora, se describe cómo a partir de un análisis inverso de inestabilidad de laderas se obtiene la presión de poro en el momento de la falla utilizando los parámetros de resistencia obtenidos en el capítulo anterior, así como la manera de efectuar un análisis de las variables que más influencia tienen en una inestabilidad como la estudiada, mediante un análisis paramétrico.

4.1 ANÁLISIS INVERSO DE LA INESTABILIDAD

En el deslizamiento de la Colonia La Aurora, debe asumirse que el FS alcanzó un valor unitario precisamente en el momento de la falla. Usualmente en un talud o ladera se da el problema típico de obtención del FS, a través de la búsqueda de la potencial superficie de falla, contando para ello con la información de la geometría de la ladera y de los parámetros de resistencia de los geomateriales. En este caso se trata de un análisis inverso con el que se busca por medio de tanteos los parámetros que caracterizan el suelo y la presión de poro, y no el FS. Como se describió en el capítulo anterior, se cuenta con los parámetros de resistencia y la geometría de la ladera, quedando sólo como incógnita la presión de poro en el momento de la falla.

4.1.1 Procedimiento de cálculo

Con el manejo de las ecuaciones (2.2) a (2.15) programadas en JanbuNR, se facilitó el proceso para llegar a la definición teórica, en nuestro caso, de la presión de poro a través del cociente de la presión de poro r_u [$r_u = u/\gamma_t z$, donde u es la presión del agua en la superficie de falla, γ_t es el peso volumétrico total del material sobre la superficie de falla, y z la altura de ésta a la superficie de la ladera]. Se supuso una sobrecarga $q = 9.81$ kPa en la superficie de la ladera, que correspondería al peso de las casas ahí construidas. Dada la geometría de la masa fallada, caracterizada por su longitud considerable y poco espesor, se decidió establecer que el ancho de las dovelas fuese menor que la altura de las mismas; ello definió que se considerasen 30 dovelas, Fig. 3.3. Por las pruebas índice de los materiales muestreados, fue posible definir tres tipos de suelo, a cada uno de los cuales se le determinó su peso volumétrico. De las pruebas de laboratorio, en especímenes muestreados de la superficie de falla, se conocieron los parámetros de resistencia c' y ϕ' . Durante el análisis, los datos que se variaron en el archivo de datos fueron los de la altura del agua sobre la superficie de deslizamiento, para encontrar aquella que generó la presión de poro que se presentó en el momento de la falla. La presentación final del archivo de datos se muestra en el Anexo A, y los resultados del análisis inverso se muestran a continuación.

4.1.2 Resultados del análisis inverso

Como resultado del análisis inverso realizado con $\phi' = 33^\circ$ y $c' = 13.73$ kPa obtenidos en las pruebas triaxiales escritas en el inciso 3.5, se obtiene $FS=1$, cuando r_u es de 0.74, Anexo A. Para obtener dicho número, durante el proceso iterativo se varió r_u entre 0 y 0.75, Fig. 4.1; este intervalo está limitado por los valores mínimo y máximo que puede tomar r_u en este caso en particular. De hecho el valor medio de $r_u = 0.74$ corresponde a la condición extrema en que el material sobre la superficie de falla y hasta la superficie de la ladera hubiesen estado totalmente saturados, como se muestra en la Fig. 4.2; en ella se puede ver que el nivel del agua que corresponde a $r_u = 0.74$ coincide prácticamente con la superficie natural en toda la longitud. Aun cuando se hicieron análisis de sensibilidad con otros valores del cociente de presión de poro en esta figura sólo se muestran, con fines de ilustración, los niveles de agua correspondientes a valores de r_u iguales a 0.2, 0.5 y 0.74.

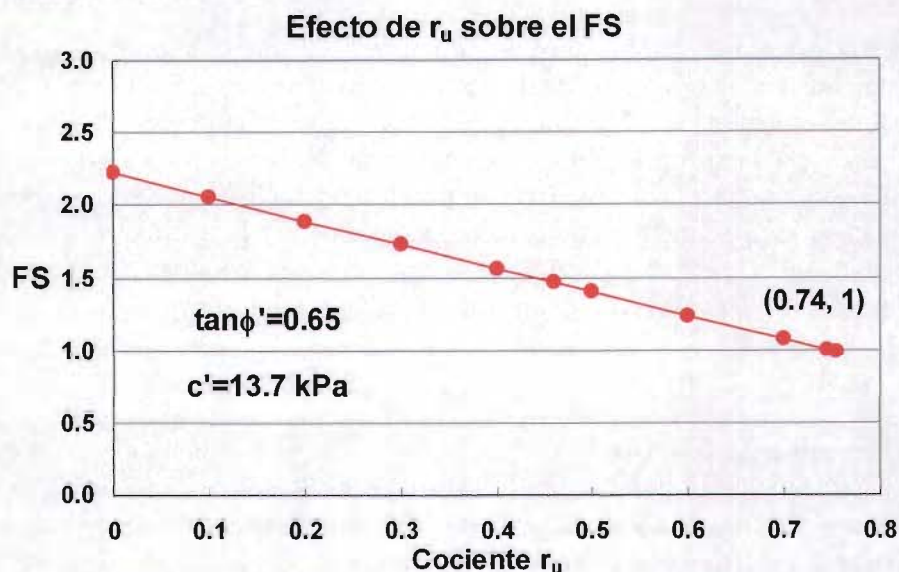


Figura 4.1 Efecto de r_u sobre el FS con $\tan\phi'=0.65$ y $c'=13.73$ kPa.

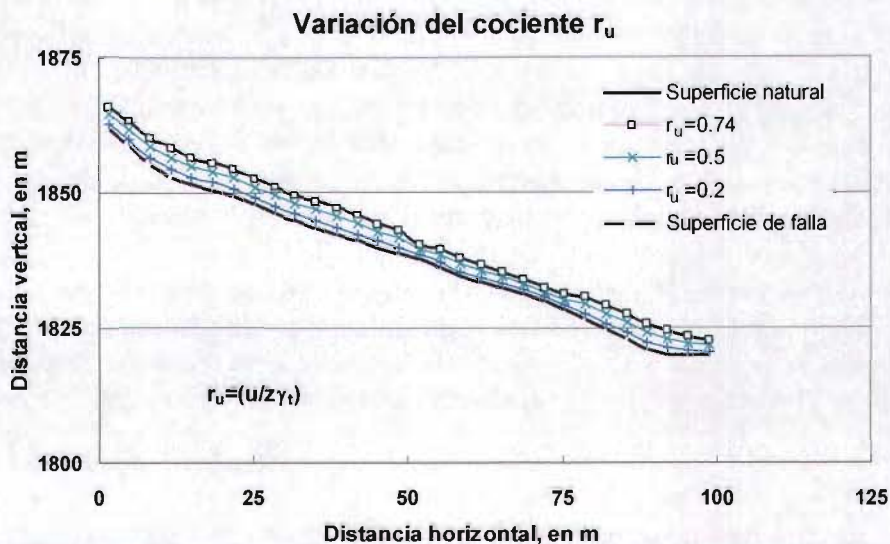


Figura 4.2 Líneas de isovalores del cociente r_u sobre el perfil de deslizamiento La Aurora.

Para la exhibición gráfica de algunos resultados se utiliza la hoja de cálculo *EXCEL*, como los de la Fig. 4.3. En ella se muestran las gráficas de los valores correspondientes a los esfuerzos normal, σ , cortante, τ , y la presión de poro, u , calculados a lo largo de la superficie de deslizamiento o en la base de cada dovela en el momento de la falla.

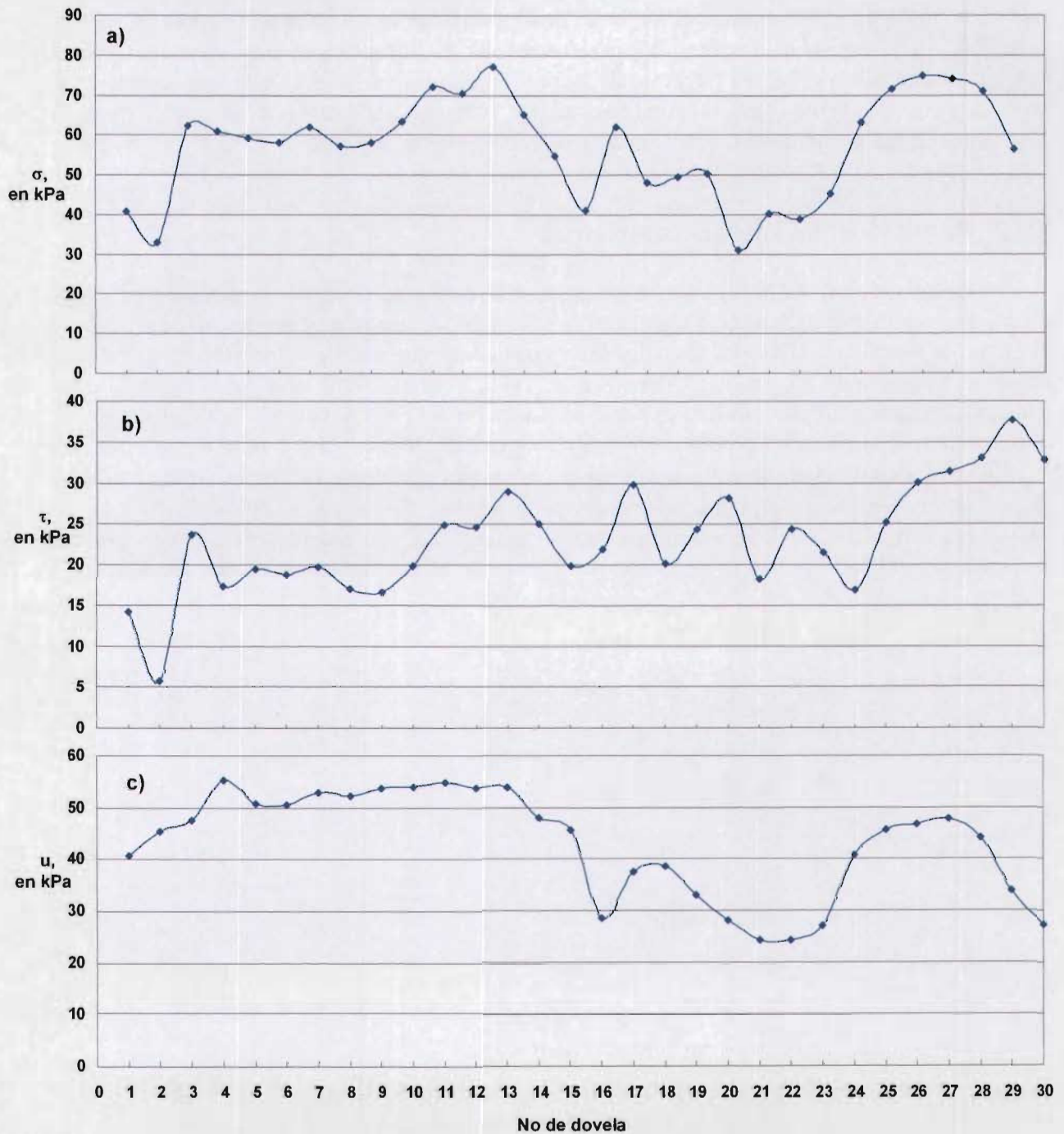


Figura 4.3 Resultados de σ , τ y u obtenidos con JanbuNR

4.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO Y SUS RESULTADOS

4.2.1 Análisis paramétrico

Aprovechando el programa JanbuNR, realizado con los conceptos teóricos de Janbu, se pudo completar un análisis paramétrico en el que se variaron el cociente de presión de poro, r_u , cohesión, c' , y ángulo de fricción, ϕ' , para establecer el impacto que tienen en sus diversas combinaciones sobre el FS. El intervalo de valores en los que se varió el cociente de presión de poro [$r_u = \Delta u/\gamma_t z$] fue de 0 a 0.74, condición seca y 100% saturada respectivamente; se tomaron los valores de $\tan \phi'$ iguales a 0.4, 0.6 y 0.8; y de la cohesión 0, 3.9, 7.8, 11.8, 15.7 y 19.6 kPa.

4.2.2 Resultados del análisis paramétrico

En las gráficas de la Fig. 4.4 se muestran los resultados del análisis paramétrico. Puede distinguirse como particularmente significativo el efecto que tienen c' y la presión de poro sobre el factor de seguridad. Diversos investigadores consideran que ante la saturación en una ladera, ocurre una pérdida de la cohesión (Alonso *et al.*, 1996; Terlien, 1996); ello por sí mismo, podría entonces a juzgar por estas gráficas explicar la reducción del FS, e incluso la falla misma. Por lo que se refiere a la presión de poro a través del cociente r_u , llama la atención que sea tanto más significativa su influencia cuanto mayor es ϕ' ; nótese la pendiente creciente de la familia de rectas conforme aumenta ϕ' . Otro aspecto que se puede ver claramente son las diferentes tercias de valores formadas por los parámetros de resistencia y el cociente de presión de poro que proporcionan el FS=1.

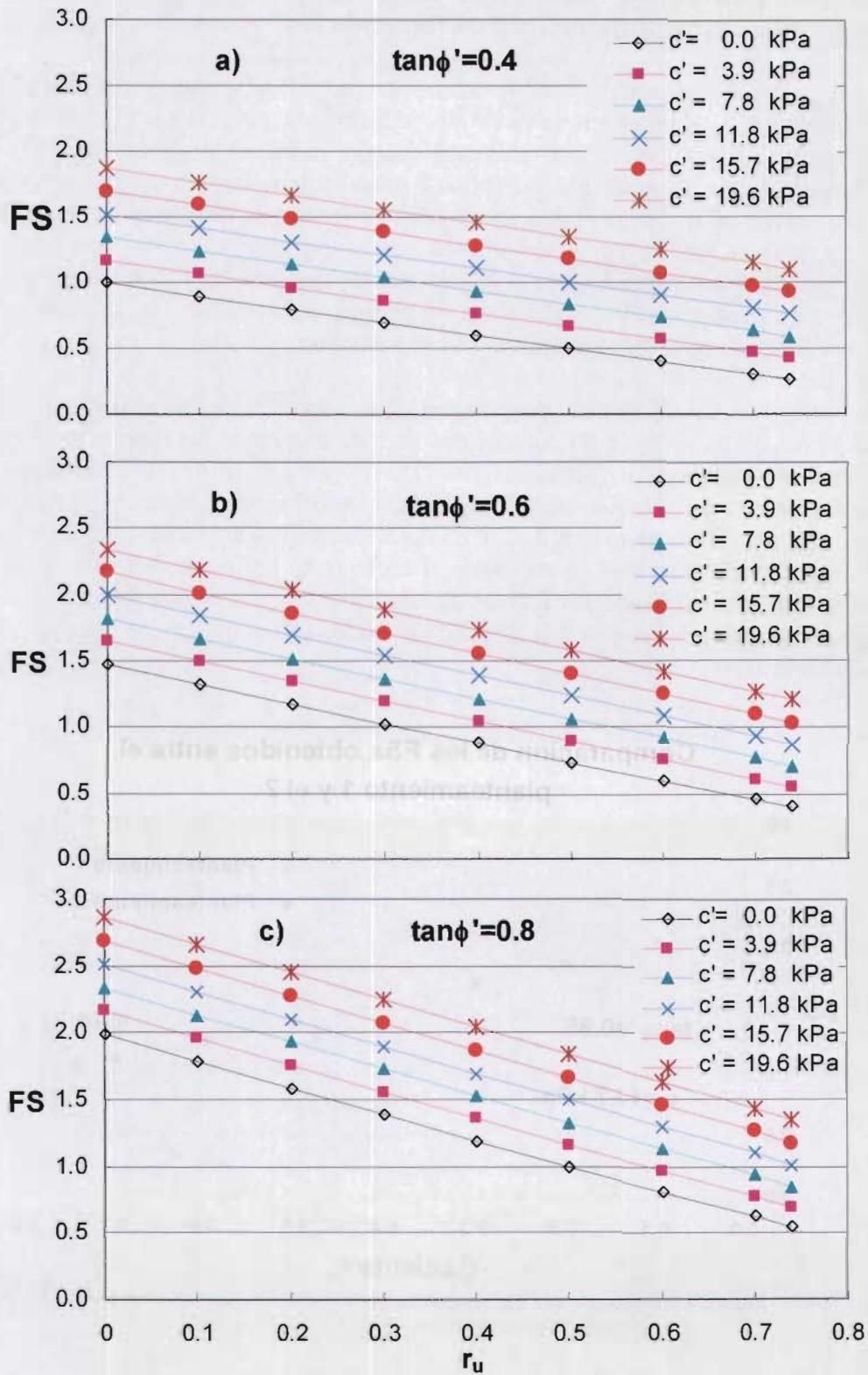


Figura 4.4 Efecto de r_u , ϕ' y c' sobre el FS

4.2.3 Comparación de los Factores de seguridad obtenidos con el MGD contra los calculados considerando fuerzas de filtración

En el problema de inestabilidad de laderas debido a lluvias intensas también se generan fuerzas de filtración, F_f , debidas a los empujes hidrodinámicos que provoca el flujo de agua sobre las partículas del suelo; la dirección de dichas fuerzas es la del flujo del agua, su magnitud depende principalmente del gradiente hidráulico y su influencia sobre la estabilidad de laderas es negativa. De hecho, en los análisis de inestabilidad de laderas la resultante de todas las fuerzas hidráulicas y gravitacionales se puede obtener con cualesquiera de los dos planteamientos siguientes (Marsal y Reséndiz, 1975): 1) con la combinación de las fuerzas de filtración y del peso volumétrico sumergido de un elemento de suelo, ó 2) considerando su peso volumétrico total y las presiones de poro hidrodinámicas en sus fronteras.

En la Fig. 4.5 se muestra la comparación de la variación del factor de seguridad con el aumento del cociente de presión de poro r_u , por un lado utilizando las fuerzas de filtración y el peso volumétrico sumergido (planteamiento 1); y por el otro, las presiones de poro hidrodinámicas y el peso volumétrico total (planteamiento 2). En esta figura se puede observar claramente que, independientemente de los dos planteamientos anteriores, se llega a la misma variación del factor de seguridad con respecto al cociente r_u . Es importante mencionar que para efectuar el análisis considerando las fuerzas de filtración sobre la estabilidad del deslizamiento La Aurora, se agregaron a las ecs. 2.4, 2.5, 2.7 y 2.10 los términos que las consideran y que se muestran en el Anexo C.

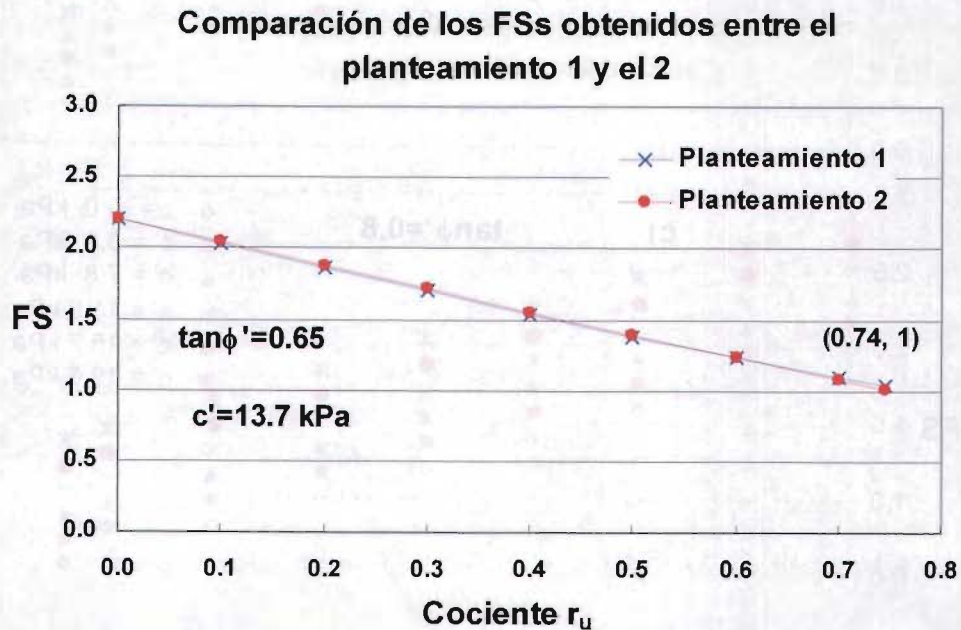


Figura 4.5 Comparación del decremento entre los factores de seguridad obtenidos con el planteamiento 1 y el 2.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Una vez terminados los trabajos necesarios para cumplir con los objetivos de esta tesis se presentan como conclusiones los puntos siguientes:

- La presión de poro es el factor que más efecto tiene sobre la estabilidad de una ladera, al reducir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo como resultado de la disminución o pérdida de la presión de poro negativa (succión mátrica) y el aumento de la positiva; atendiendo al principio de los esfuerzos efectivos, cuando la presión de poro aumenta, el nivel de esfuerzos efectivos disminuye, y consecuentemente la resistencia del suelo.
- Las lluvias son la principal causa natural que provoca la generación de presión de poro; sin embargo, diversas actividades antrópicas ocasionan también cambios en la presión del agua, y con ello inestabilidad de laderas.
- En México, los deslizamientos debidos a lluvias intensas generalmente ocurren en laderas formadas por suelos residuales, como los de la ciudad de Teziutlán Puebla; se caracterizan porque comprenden un espesor relativamente reducido, manteniendo su superficie de falla cierto paralelismo con la superficie de la ladera.
- Las precipitaciones que provocaron los deslizamientos en Teziutlán Pue, fueron los 1050 mm acumulados en un lapso de ocho días, destacándose las lluvias que cayeron los días 4 y 5 de octubre de 1999 equivalentes a 300 y 360 mm, respectivamente; estas precipitaciones superaron ampliamente la media mensual para el mes de octubre de 183 mm y casi igualaron la anual de 1,229 mm en esta región.
- El mecanismo de falla del deslizamiento La Aurora inició seguramente con la pérdida de la succión del suelo por infiltración del agua de lluvia, lo que provocó una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante. El exceso de agua por las lluvias generó la saturación del suelo, aumentando con ello su peso volumétrico total, e indujo presiones de poro que redujeron aún más la resistencia cortante de los suelos, hasta provocar la falla.
- El suelo del deslizamiento La Aurora tenía un contenido natural de agua ligeramente superior a su límite líquido, lo que definiría que en condición remoldeada este suelo se encontraría con una consistencia propia del estado semi-líquido; esto es, con una resistencia al esfuerzo cortante muy baja. Sin embargo, en su condición natural inalterada guardaba cierta consistencia, dada la estructura adquirida durante su vida geológica.

- Al producirse la falla, el suelo del deslizamiento La Aurora perdió su estructura natural al remodelarse, y con ello alcanzó una consistencia propia del estado semi-líquido; lo que provocó el flujo pendiente abajo.
- Los deslizamientos de Teziutlán, Pue. se presentaron con un patrón de comportamiento similar al de zonas con una estadística de centenares de deslizamientos como Hong Kong, donde la gran mayoría de los deslizamientos son inducidos por lluvias de corta duración y alta intensidad; estos deslizamientos se presentan al mismo tiempo que el pico de la lluvia horaria. No necesariamente deben considerarse aplicables los resultados observados en Hong Kong, a las condiciones particulares de cada sitio de interés en México; sin embargo, esa información da pautas de comportamiento y órdenes de magnitud de los umbrales de lluvia a partir de los cuales ocurren inestabilidades.
- Datos estadísticos en el área de Hong Kong señalan que la lluvia antecedente provoca principalmente deslizamientos menores, los cuales ocurren con lluvias de relativa baja intensidad y corta duración.
- La lluvia que usualmente refleja corta duración y alta intensidad en un periodo de 24 horas, puede ser usada como un indicador de la probabilidad de deslizamiento. Menos de 100 mm de lluvia en un período de 24 horas es improbable que provoque un deslizamiento mayor. Una intensidad de lluvia de aproximadamente 70 mm/hora parece ser el umbral arriba del cual ocurren los deslizamientos. El número de deslizamientos y la severidad de sus consecuencias aumenta dramáticamente conforme crece la intensidad horaria respecto a este umbral.
- El programa de computadora JanbuNR es una herramienta práctica para realizar análisis de inestabilidad de taludes con superficie de falla irregular, siempre y cuando no se tengan efectos tridimensionales significativos.
- Los análisis de estabilidad se pueden plantear de dos formas considerando las fuerzas de filtración y peso volumétrico sumergido del suelo, o considerando las presiones de poro hidrodinámicas y el peso volumétrico total del suelo.
- Información importante se puede obtener a partir de los análisis inversos de taludes fallados para propuestas de diseño y evaluación de laderas, donde los más significativos factores que contribuyen a la falla pueden ser evaluados. Para el deslizamiento La Aurora se pudo determinar que el r_u fue de 0.74 en el momento de la falla, mediante un análisis inverso de inestabilidad de laderas; para ello se determinaron en el laboratorio los parámetros efectivos $\phi' = 33^\circ$ y $c' = 13.73$ kPa, se definió en el campo la geometría y se asumió un FS=1.

5.2 RECOMENDACIONES

Con la finalidad de continuar con los trabajos de investigación enfocados a la inestabilidad de laderas se proponen las recomendaciones siguientes:

- Es importante instrumentar laderas formadas por suelos residuales con equipo adecuado para el monitoreo de la presión de poro, lluvias horarias y diarias, para conocer cómo disminuyen los esfuerzos efectivos, y con ellos la resistencia al esfuerzo cortante, conforme aumenta la presión de poro ante la ocurrencia de lluvias. Para medir la presión de poro crítica, se requiere instrumentar con piezómetros, tensiómetros, entre otros, los que deberán tener las características para un monitoreo a profundidades apropiadas y a largo plazo. Así como también, instalar instrumentos para medir desplazamientos superficiales y a profundidad, para tener un registro del patrón de ellos con el tiempo.
- Los tiempos clave que deben considerarse en programas de monitoreo son al final de un período seco prolongado, cuando las presiones en el agua se encuentran en un mínimo (esto es, estabilidad de la ladera en un máximo). Siguiendo un evento o una serie de eventos de lluvias intensas, cuando la presión en el agua alcanza un máximo (o sea, estabilidad de la ladera en un mínimo).

REFERENCIAS

- Alonso, E. E., Lloret, A. y Romero, E., 1996, "Rainfall induced deformations of road embankments", *Landslides* (Chacón, Irigaray y Fernández, editores), 97-108, A. A. Balkema
- Birkeland, P. W., 1974, *Pedology, Weathering, and Geomorphological Research*, Oxford University Press, New York
- Bonnet, V., 2002, "Interpretation géostatistique des travaux de reconnaissance sul le site da nouvel aeroport international de México", Mémoire d' Ingénieur Option Génie Civil, CUST Clermont Terrand
- Brand, E. W., 1981, Some thoughts on rain-induced slope failures, *Proc. 10th ICSMFE*, Vol. 3, 373-376
- Brand, E. W., 1985, Predicting the performance of residual soil slopes, *Proc. 11th ICSMFE*, Vol. 5, 2540-2578
- Broms, B. B. y Wong, K. S., 1991, Cap. 11-Landslides, *Foundation Engineering Handbook* (Fang, ed.), 2nd ed., Van Nostrand, 410-446
- Brunsdon, D., 1993, "Mass movement; the research frontier and beyond: a geomorphological approach". Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, *Geomorphology*, 7, 85-128
- Capra, L., Lugo-Hubp, J. y Borselli, L. "Mass movement in tropical volcanic terrains: the case of Teziutlán (México)". *Regional Geomorphology Conference Mexico 2003*, 37, Mexican Society of Geomorphology Institute of Geography, UNAM
- Chen, H., Lee, C. F. y Law K. T. "Causative Mechanisms of Rainfall-Induced Fill Slope Failures" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ©ASCE, Vol. 130, No. 6, June 1, 2004.
- Deere, D. U. y Patton, F. D. (1971), "Slope Stability in Residual Soil", *Memorias del Cuarto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Vol I, pp 87-170, San Juan, Puerto Rico
- Deutscher, M. S., Gasmu, J. M., Rahardjo, H. y Leong, E. C. "Field measurements of pore-water pressure profiles in residual soil slopes of the Bukit Timah Granite Formation, Singapore", *Unsaturated Soils for Asia* (Rahardjo, Toll y Leong, editores), 777-782, A. A. Balkema
- Esquivel, W., 1991, "Análisis de estabilidad de taludes por el método de Bishop", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, U. N. A. M.
- Faisal, H. A., 2000, "Unsaturated tropical residual soils and rainfall induced slope failures in Malasia", *Unsaturated Soils for Asia* (Rahardjo, Toll y Leong, editores), 41-52, A. A. Balkema
- Frenlund, D. G., 1992, "Integrated seepage modeling and slope stability analyses: A generalized approach for saturated/unsaturated soils", *Geomechanics and Water Engineering in Enviromental Management* (R. N. Chowdhury editores), 3-35, A. A. Balkema
- Frenlund, D. G., y Rahardjo, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, A Wiley-Interscience Publication, New York
- Inagaki, H. y Yunohara, T., 1999, "An estimation of slope failures based on erosion front and weathering front", *Slope Stability Engineering Volume 2* (Yagi, Yamagami y Jiang Editores), 1269-1274, A. A. Balkema
- Janbu, N. (1973), "Slope stability computations", *Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume* (Hirschfeld y Poulos, editores), 47-86, John Wiley & Sons

- Janbu, N. (1989) "Slope failures due to rainfall and loss of suction", *De Mello Volume*, Editora Edgard Blücher Ltda., Sao Paulo Brasil, pp 205-215
- Jayawardena, U., 1999, "Use of H₂O for landslide investigations and mapping", *Slope Stability Engineering Volume 2* (Yagi, Yamagami y Jiang Editores), 1165-1168, A. A. Balkema
- Kondner, R. L., 1963, "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil", *Journal Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 96 (SM 4): 1221-1231
- Lambe, W. y Whitman R., 1972, *Mecánica de Suelos*, Ed Limusa-Wiley, S. A. México
- Marsal, R. J. y Mendoza, M. J., 1985, "Cambios en las propiedades geotécnicas de algunos suelos trópico residuales debido al tratamiento previo a su ensaye", *Publicación No. 48, CFE*, 1985
- Marsal, R. J. y Resendiz, D., 1975, *Presas de Tierra y Enrocamiento*, Ed Limusa, S. A. México
- Mendoza, M. J., 1985, "Remolding and drying effects upon plasticity limits of residual soils", *Proc. 1st Int. Conf. on Geomechanics in Tropical and Saprolitic Soils*, Vol 1, pp. 145-154, Brasilia
- Mendoza, M. J. y Noriega, I., 1999, "Deslizamientos de suelos y rocas en laderas de Teziutlán, Puebla, ocasionados por lluvias intensas de principios de octubre de 1999", Informe del CENAPRED
- Mendoza, M. J. y Noriega, I., 1999, "Deslizamientos de laderas en Teziutlán, Pue., ocasionados por las lluvias intensas de octubre de 1999", *Memorias de XX RNMS, SMMS*, Oaxaca. Vol.1 49-58
- Mendoza, M. J., Domínguez, L., Noriega, I. y Guevara E., 2002, Monitoreo de laderas con fines de evaluación y alertamiento, Informe técnico del CENAPRED
- Morgenstern, N. R. y Price, V. E., 1965, "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Géotechnique*, 15, 79-83
- Morin, W. J. y Todor, P. C., 1975, Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics, *Associates Inc. USA-AID*
- Rico, A. y Del Castillo, H., 1992, *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Volumen 1, Grupo Noriega Editores, México
- Sarma, S. K., 1973, "Stability analysis of embankments and slopes" *Géotechnique*, 423-433
- Schuster, R. L., 1996, "The 25 most catastrophic landslides of the 20th Century", *Landslides* (Chacón, Irigaray y Fernández, editores), 53-62, A. A. Balkema
- Sweeney, D. J. y Robertson, P. K. (1982), "Slope stability in residual soils in Hong Kong", *Canad. Geotech. Jour.*, (19), 521-525.
- Terlien, M. T., 1996, "The prediction of rainfall-triggered soil slips in Manizales (Colombia)", *Landslides* (Chacón, Irigaray y Fernández, editores), 197-205, A. A. Balkema
- Terzaghi., 1950, "*Mechanism of landslides*", Geol. Soc. America (Berkey Volume), pp. 83-123

ANEXO A

PROGRAMA JANBUNR

ANEXO A

PROGRAMA JANBUNR

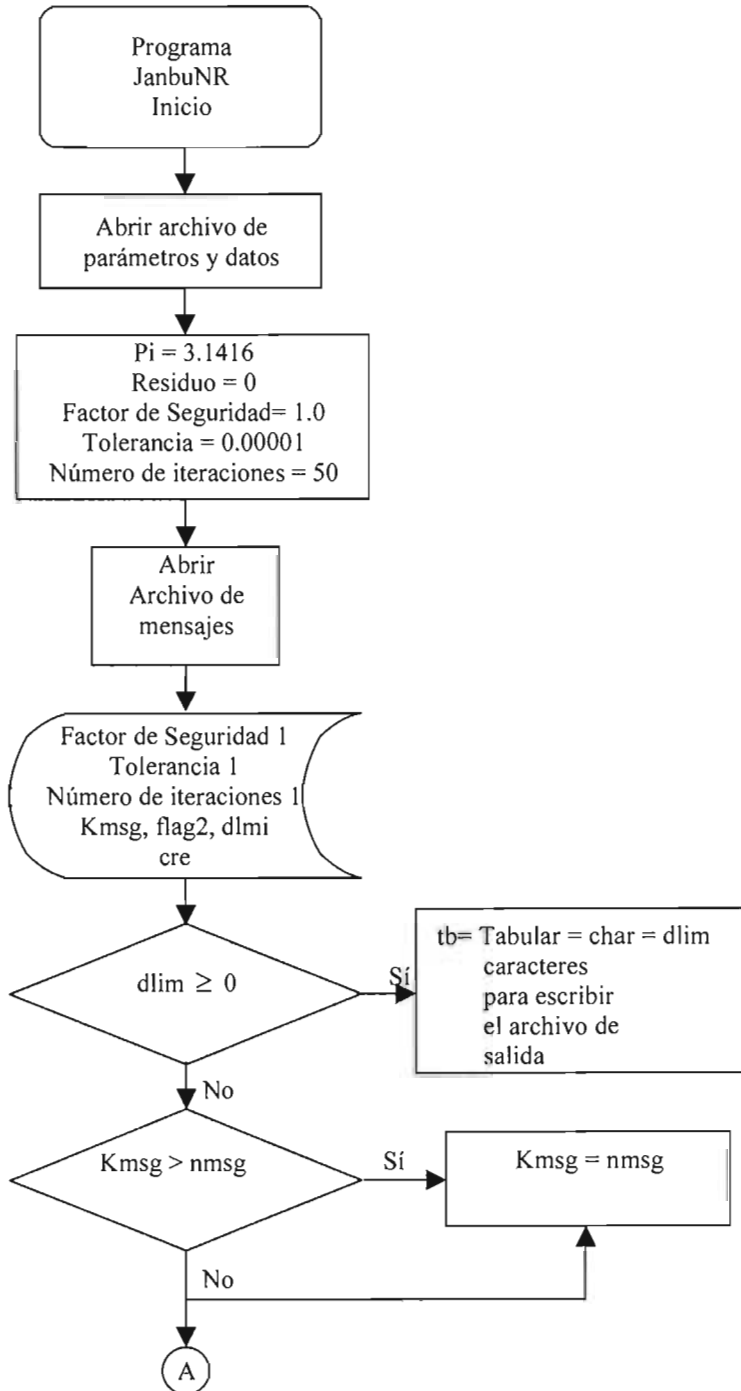
A.1 DIAGRAMA DE FLUJO

El diagrama de flujo de un proceso de cálculo es la representación gráfica de las operaciones y de las decisiones implicadas en el proceso y del orden en que se deben ejecutar. También es una herramienta de comunicación fundamental para la codificación, verificación, explicación, revisión o modificación de un programa.

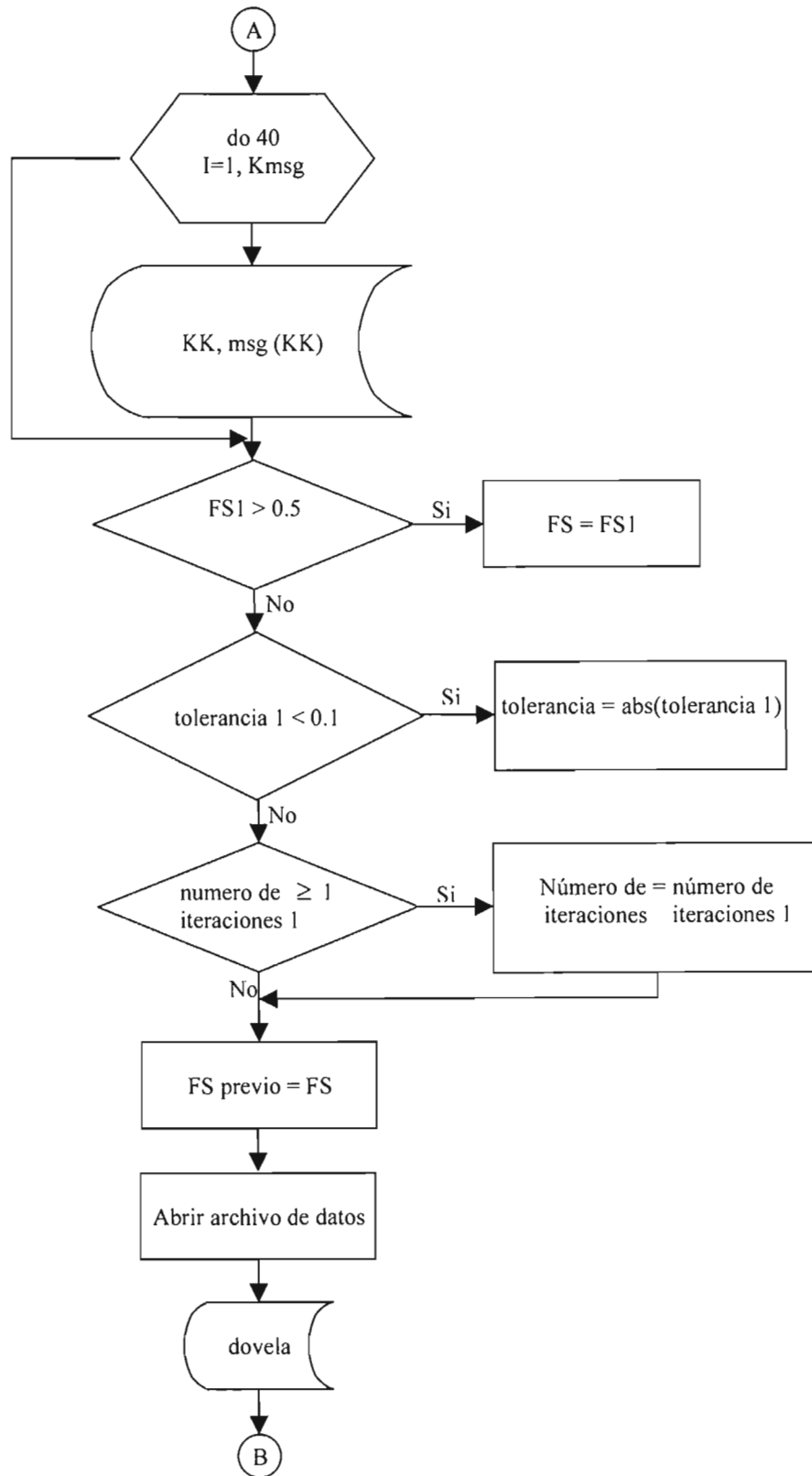
Por lo tanto, para la revisión detallada y comprensión del Programa Fuente de JanbuNR se construyó su diagrama de flujo, el cual se muestra a continuación:

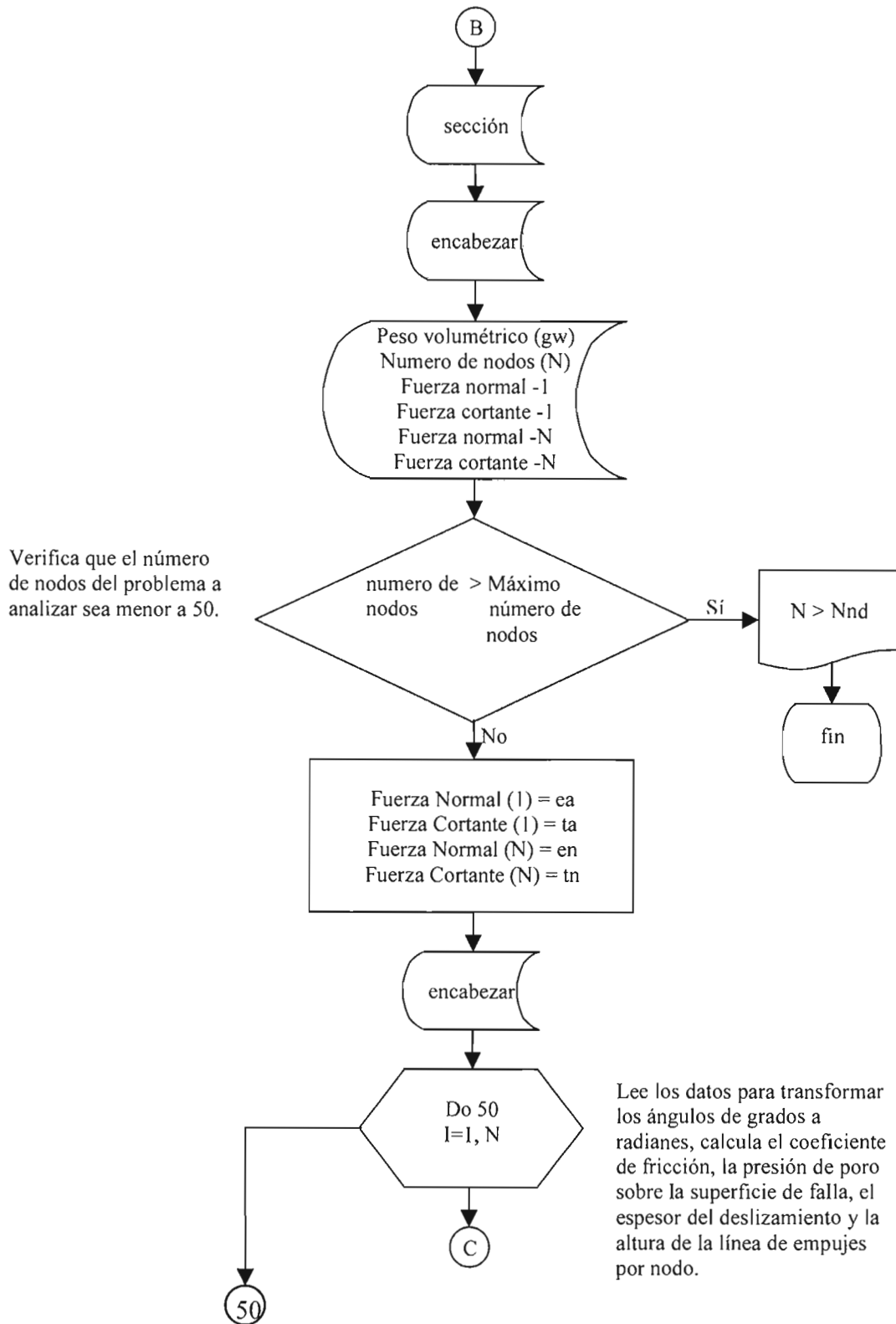
Diagrama de flujo del programa JanbuNR

Procesamiento de parámetros del programa para correrlo en ambiente Windows y toma de decisiones, ya sea para finalizar la corrida o continuar.



Subrutina
para leer
mensajes.





C

$X(I)$ = Posición horizontal del nodo.
 $S(I)$ = Elevación de la superficie natural en el nodo I.
 $b(I)$ = Elevación de la superficie de deslizamiento en el nodo I.
 $H(I)$ = Altura del agua sobre la superficie de falla.
 $\psi(I)$ = Presión de agua sobre la superficie de falla.
 $g_s(I)$ = Peso volumétrico sumergido.
 $g_d(I)$ = Peso volumétrico de suelo no saturado.
 $c(I)$ = Cohesión en la base de la dovela
 $\phi(I)$ = Ángulo de fricción interna para una dovela.
 $f_{zodx}(I)$ = Fuerza vertical sobre la superficie del talud para una dovela.
 $F_{zodx}(I)$ = Fuerza horizontal sobre la superficie del talud para una dovela.
 $i_{sc}(I)$ = Cohesión a lo largo de la interfase de la dovela I.
 $i_{s\phi}(I)$ = Ángulo de fricción a lo largo de la interfase de la dovela I.
 $f_{ht}(I)$ = (para $c' = 0 \Rightarrow f_{ht} = 1/5 z$, para $c' > 0 \Rightarrow f_{ht} > 1/3z$).
 $a_{og}(I)$ = relación entre la aceleración horizontal y la vertical.
 $F_{hc}(I)$ = Altura centroidal de cada dovela.

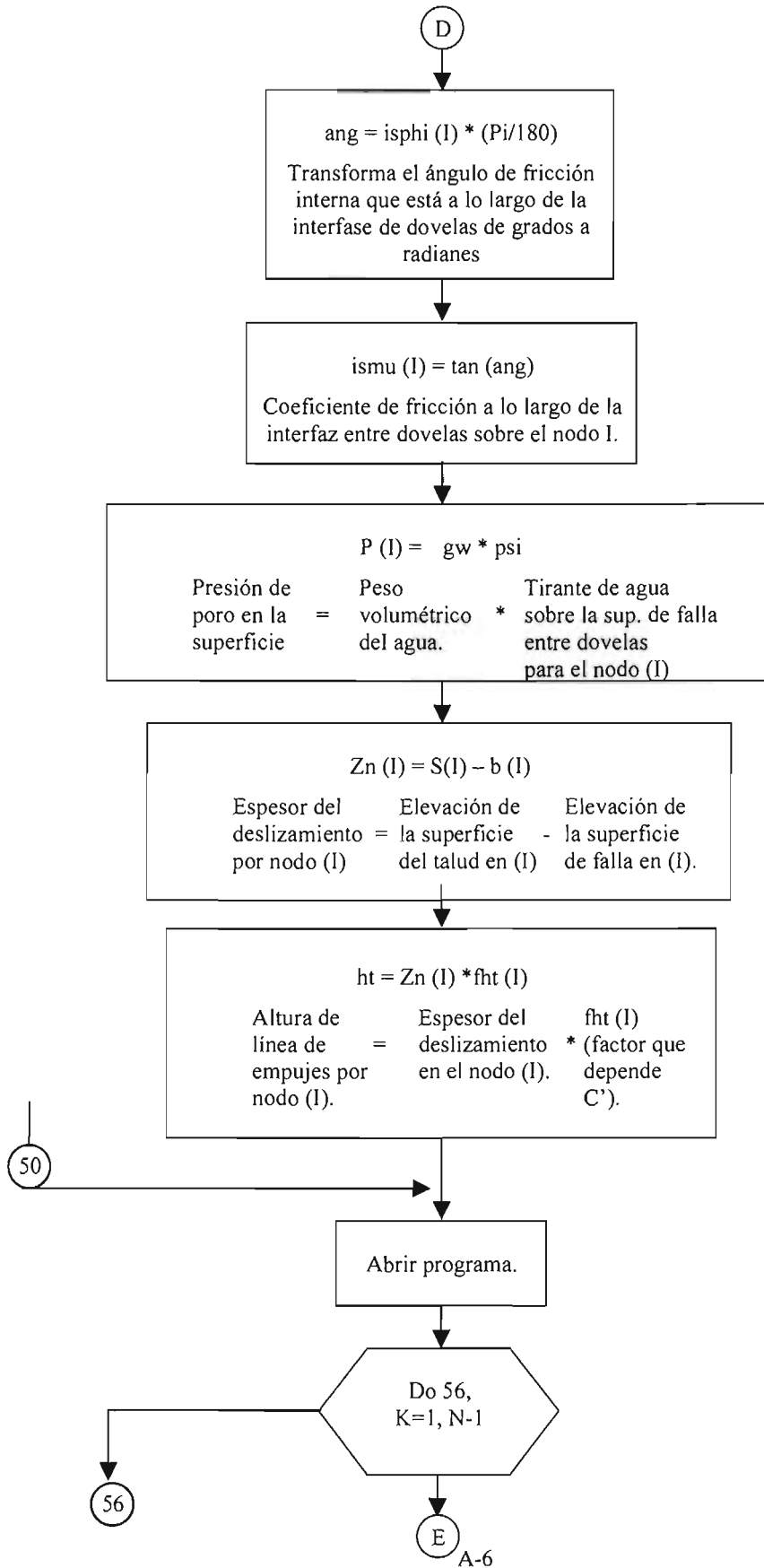
$$\text{ang} = \phi(I) * (\text{Pi}/180)$$

Transforma el ángulo de fricción Interna de grados a radianes

$$\mu(I) = \tan(\text{ang})$$

coeficiente de fricción para el nodo I.

D



E

$$dx(K) = \text{abs}(X(K+1) - X(K))$$

Delta X entre el nodo K y K+1 de la dovela (K) = Posición horizontal del nodo X (K+1) - Posición horizontal del nodo X (K)

$$Z(K) = (S(K) - (b(K) + S(k+1) - b(K+1)))/2$$

Altura media = de cada dovela. = $\left(\begin{array}{l} \text{Elevación del talud en el punto (K)} \\ \text{Elevación de la superficie de falla en el punto K.} \\ \text{Elevación del talud en el punto (K+1).} \\ \text{Elevación de la superficie de falla en el punto (K+1).} \end{array} \right) \div 2$

$$Ha(K) = (H(K) + H(K+1))/2$$

Altura media del nivel del agua en la dovela (K). = $\left(\begin{array}{l} \text{Altura del agua sobre la sup. de falla en el punto K.} \\ \text{Altura del agua sobre la sup. de falla en el punto K+1.} \end{array} \right) \div 2$

Cálculo de la altura del centroide en cada dovela

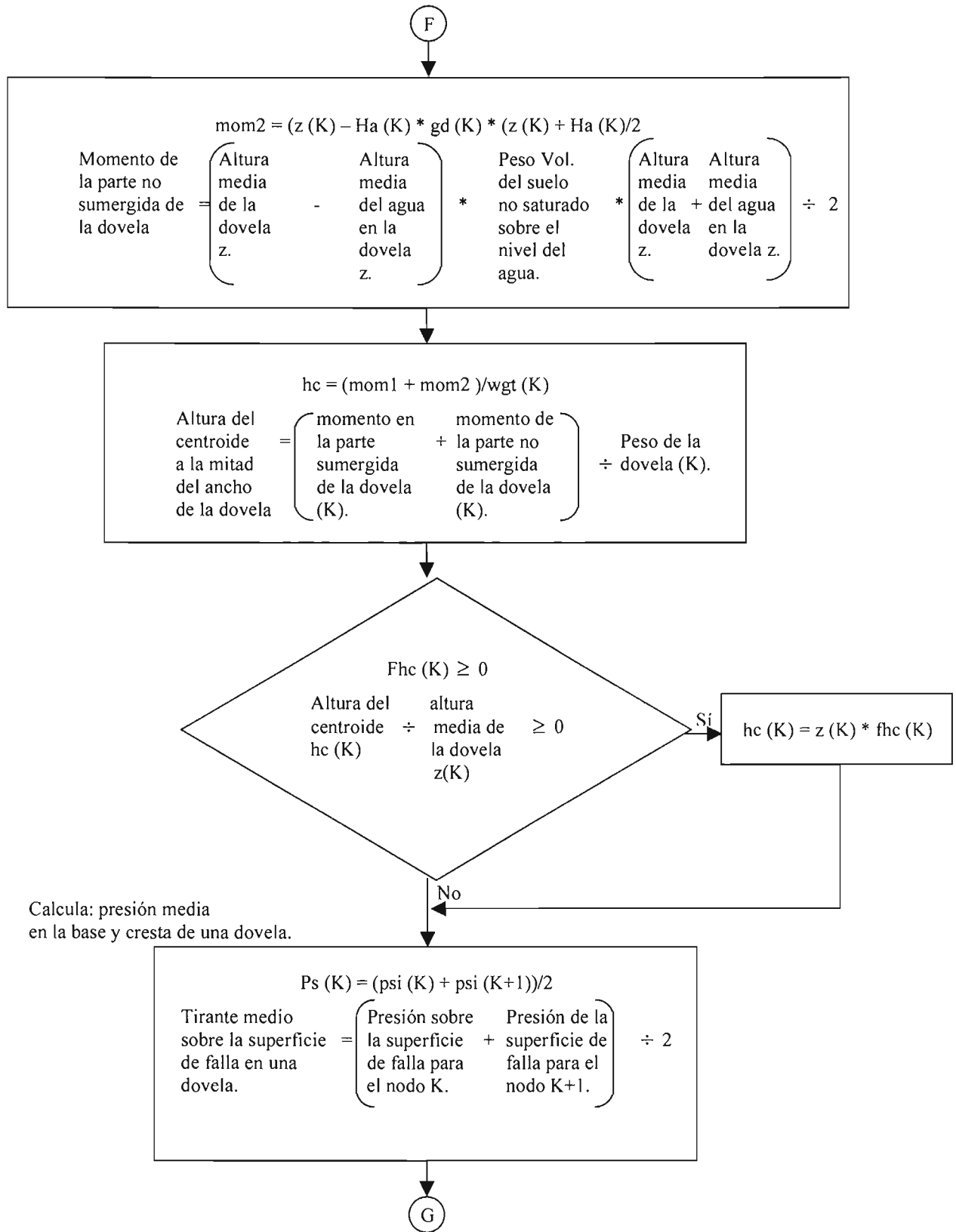
$$Wgt(K) = (Ha(K) * gs(K) + (z(K) - Ha(K)) * gd(K))$$

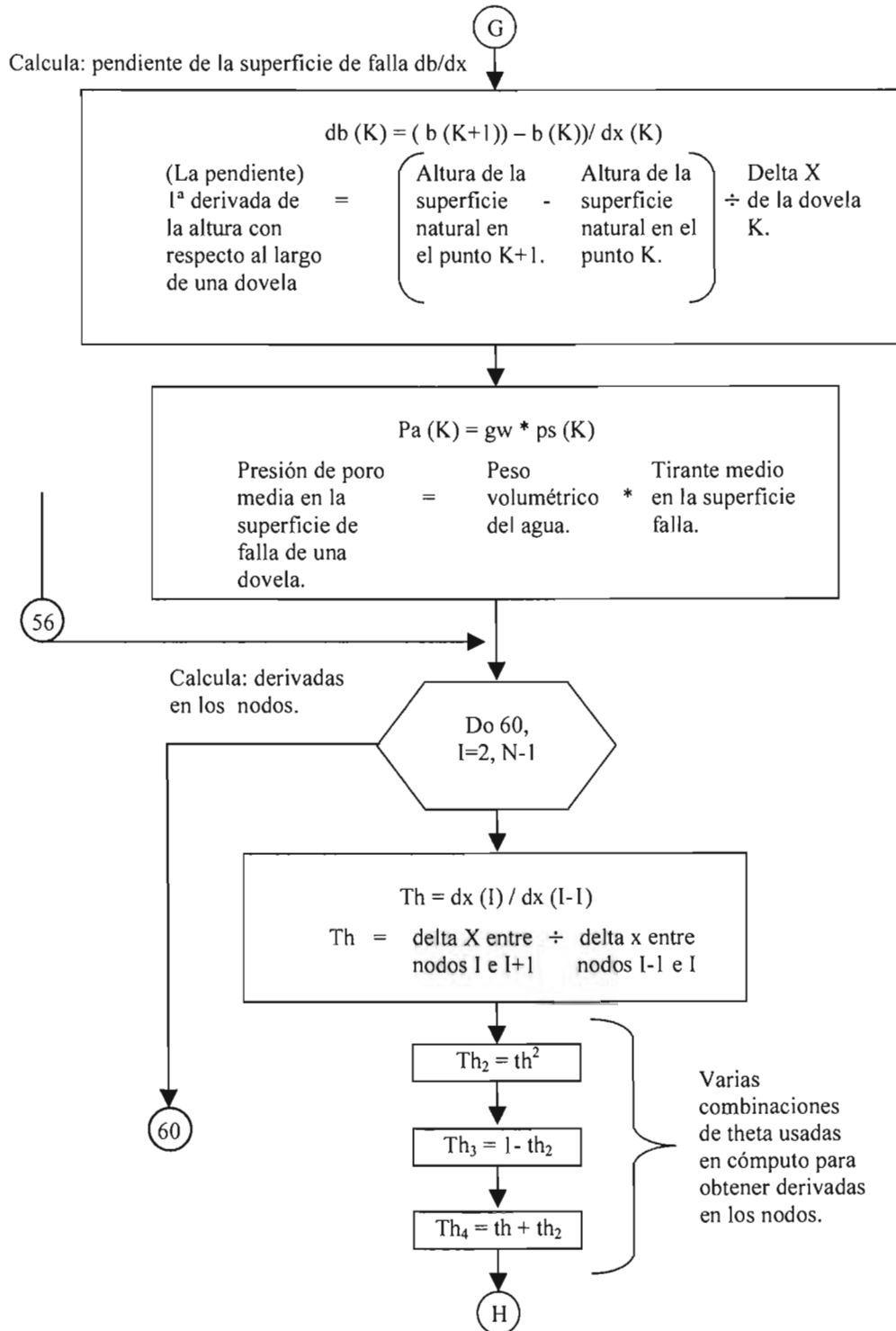
Peso de la dovela (k) = Valor medio de la altura del agua en una dovela * Vol. Sat. + $\left(\begin{array}{l} \text{Altura media de la dovela (k)} \\ \text{Altura media del nivel de agua.} \end{array} \right) * \text{Peso Vol. del suelo no saturado.}$

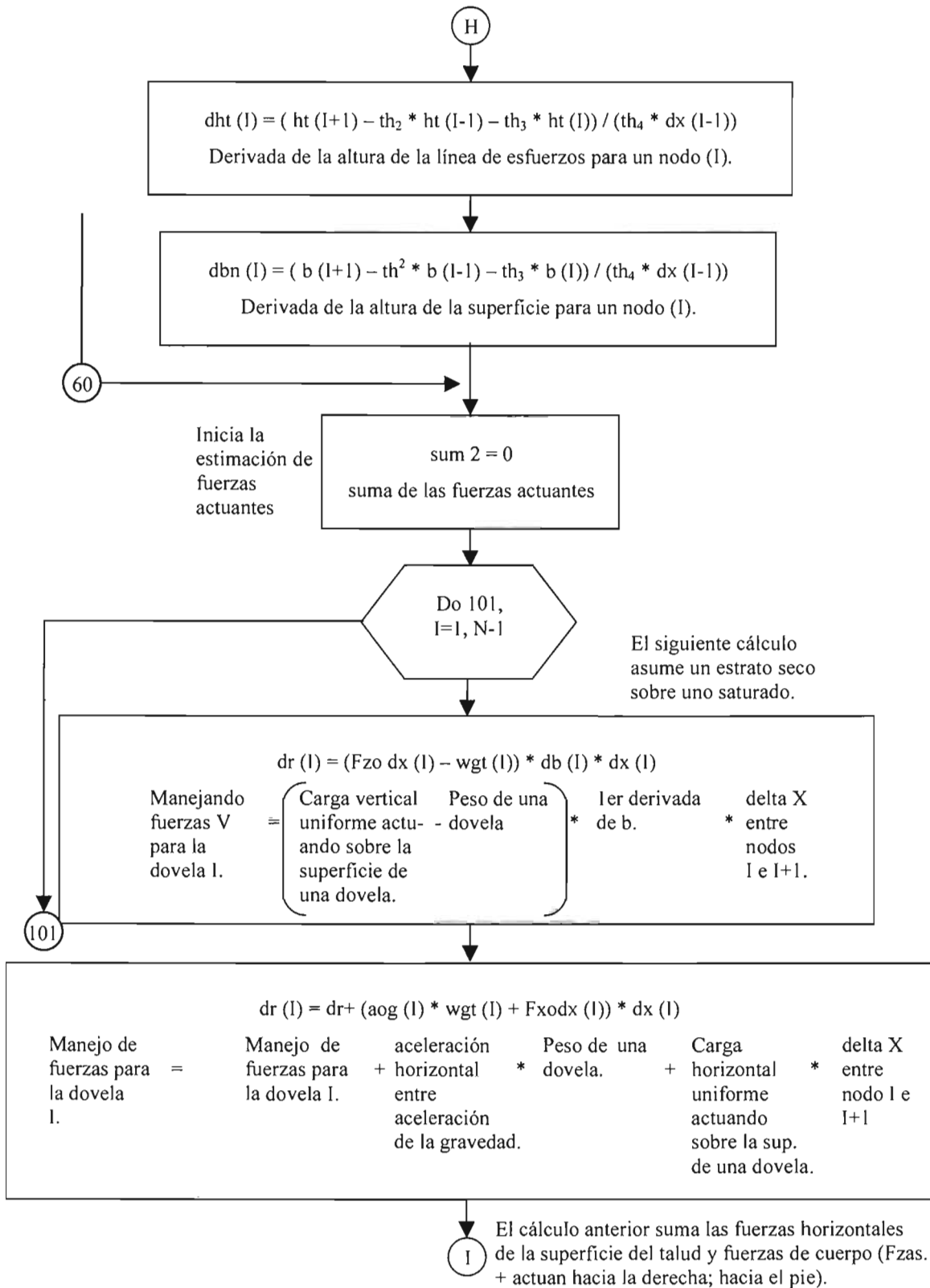
$$mom1 = (Ha(K) * gs(K)) * Ha(k)/2$$

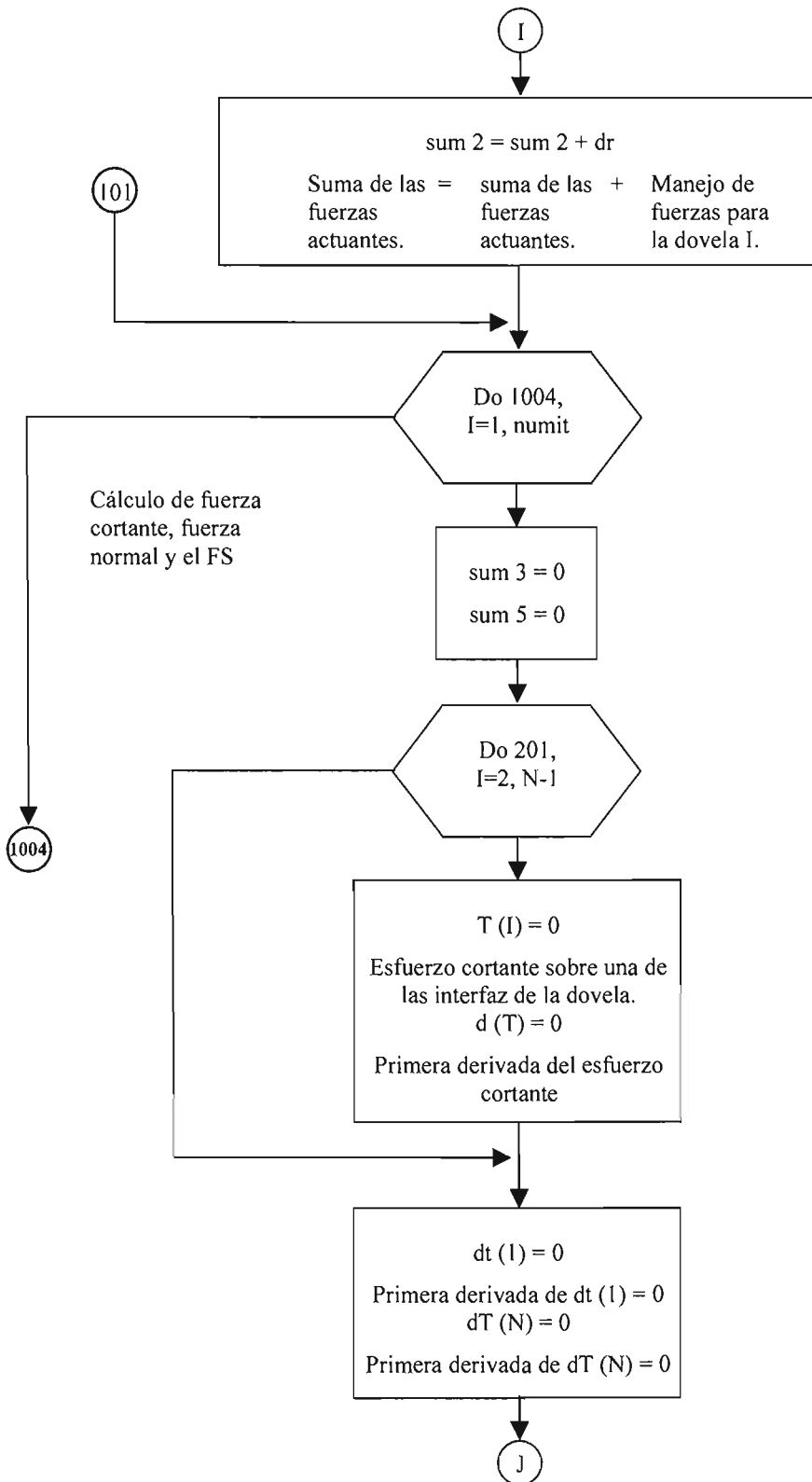
Momento en la Parte sumergida de la dovela = Altura media del nivel del agua en la dovela (K) * Peso Volumétrico * Saturado

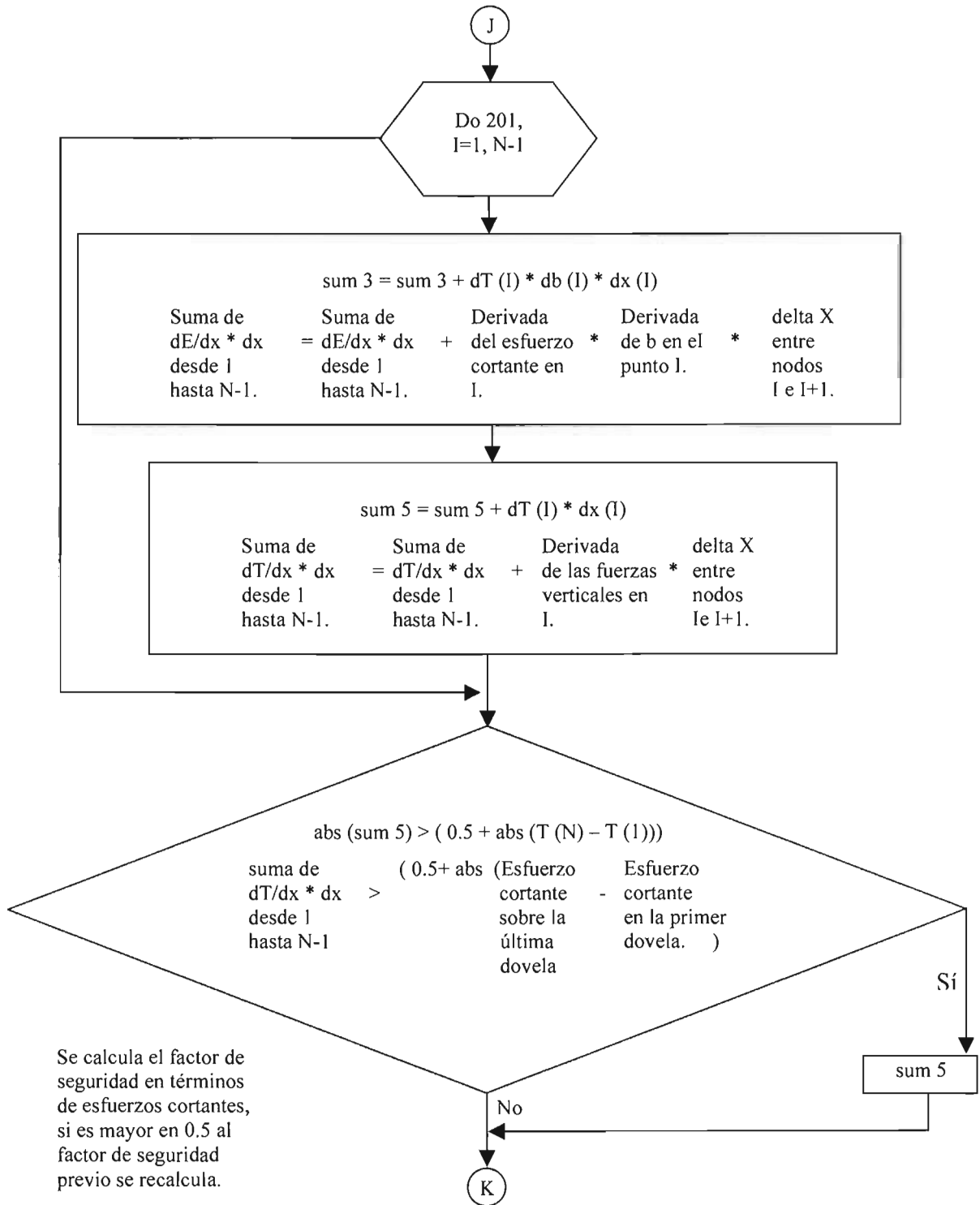
F

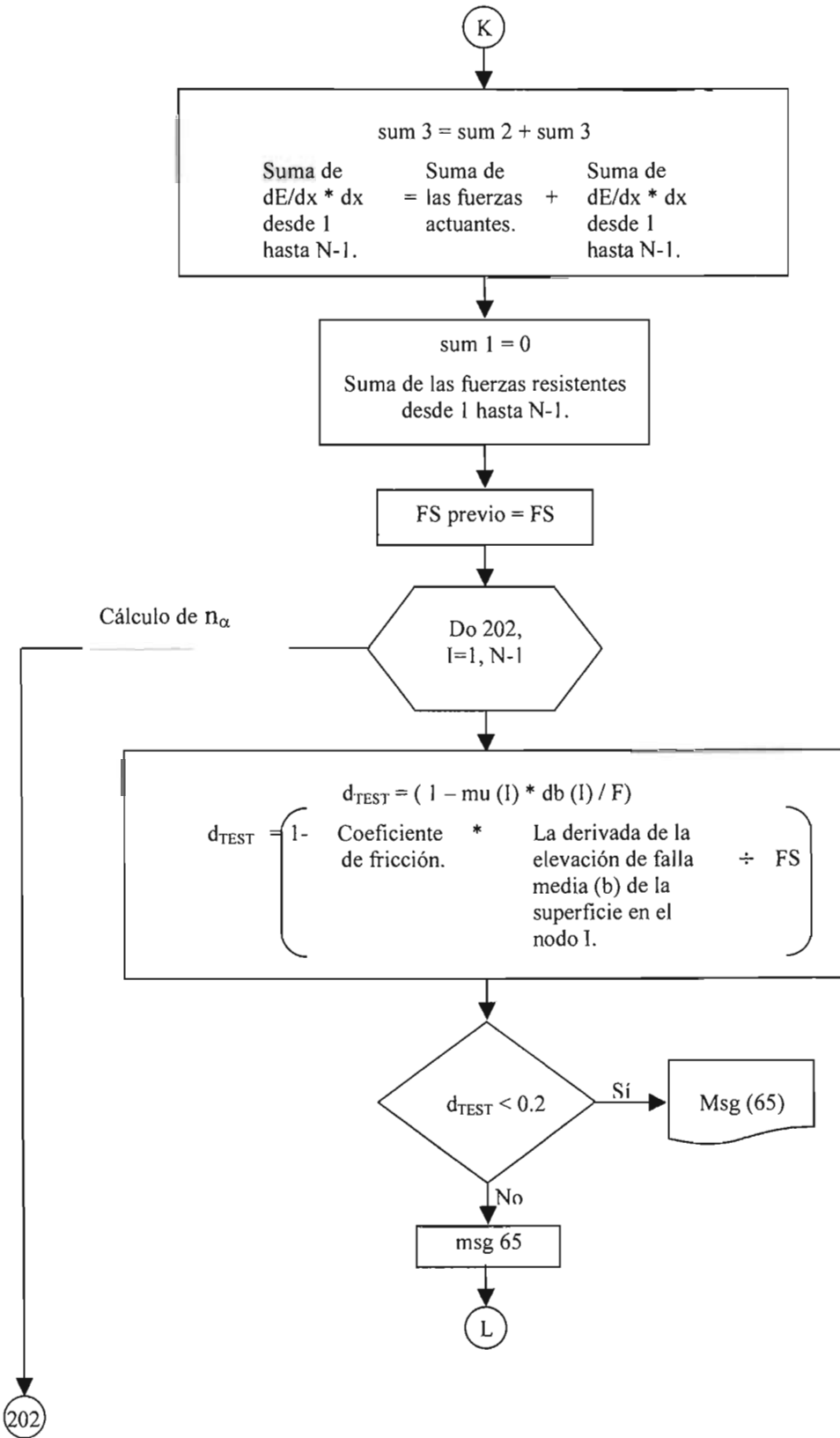


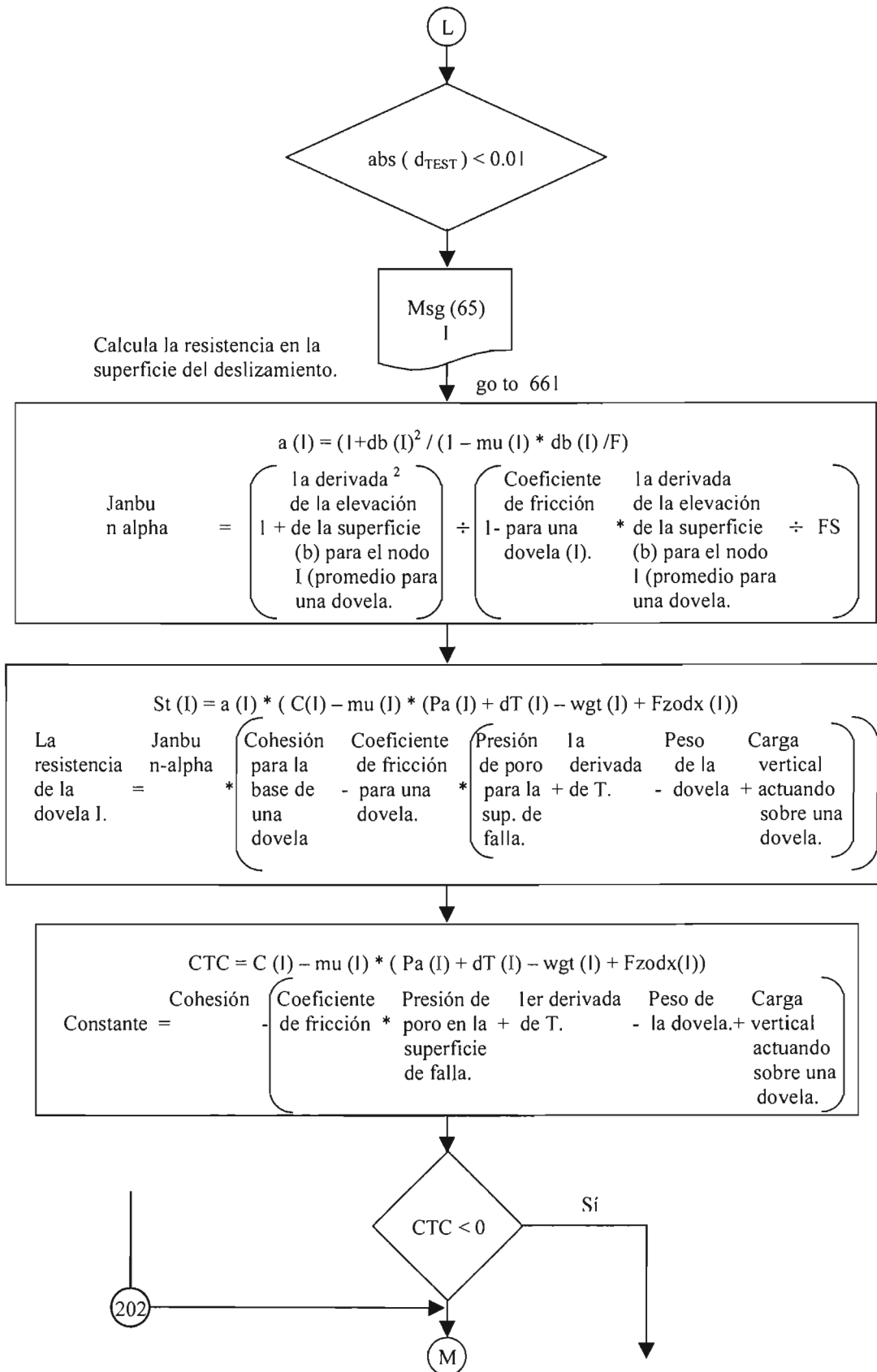


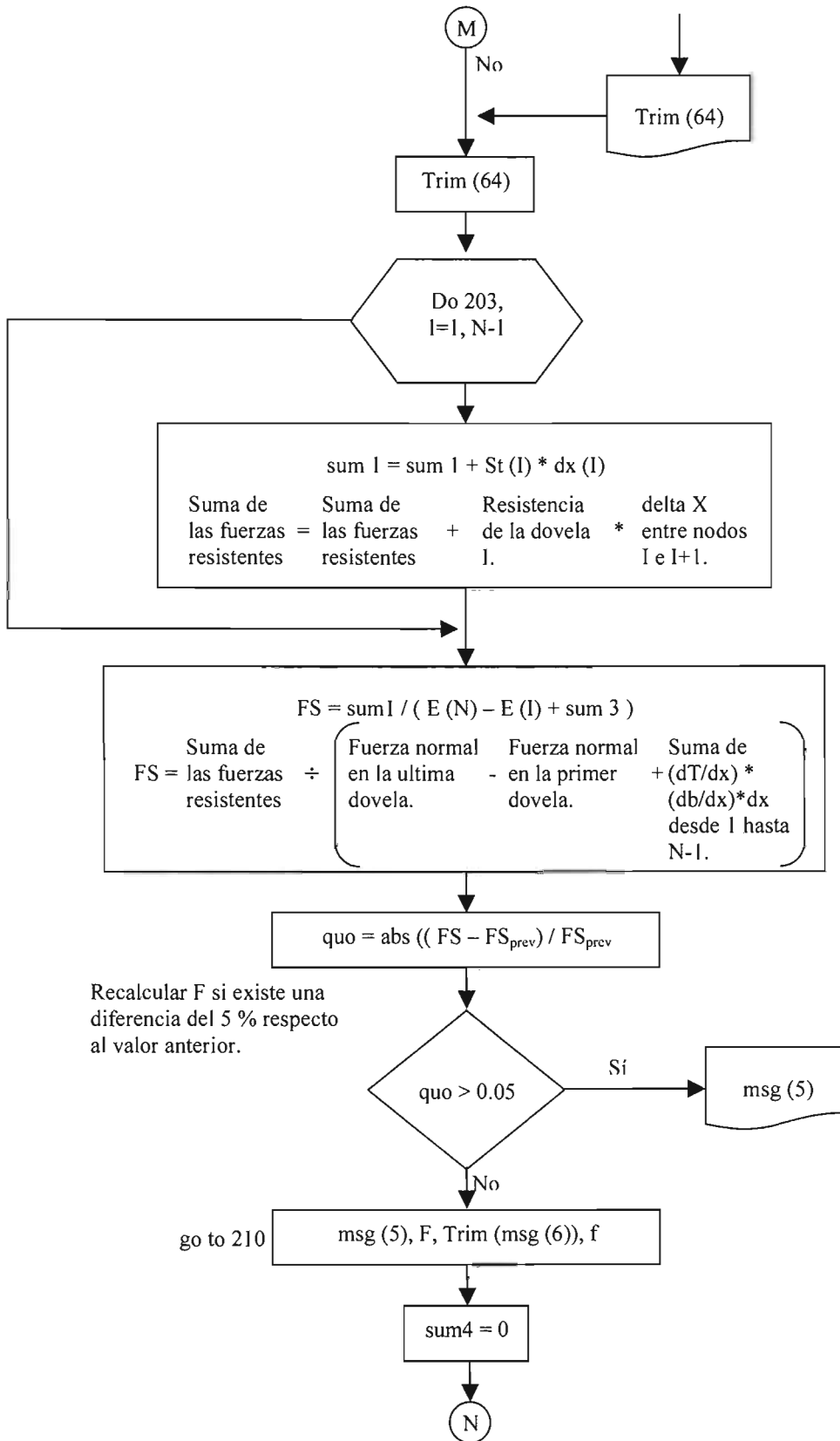


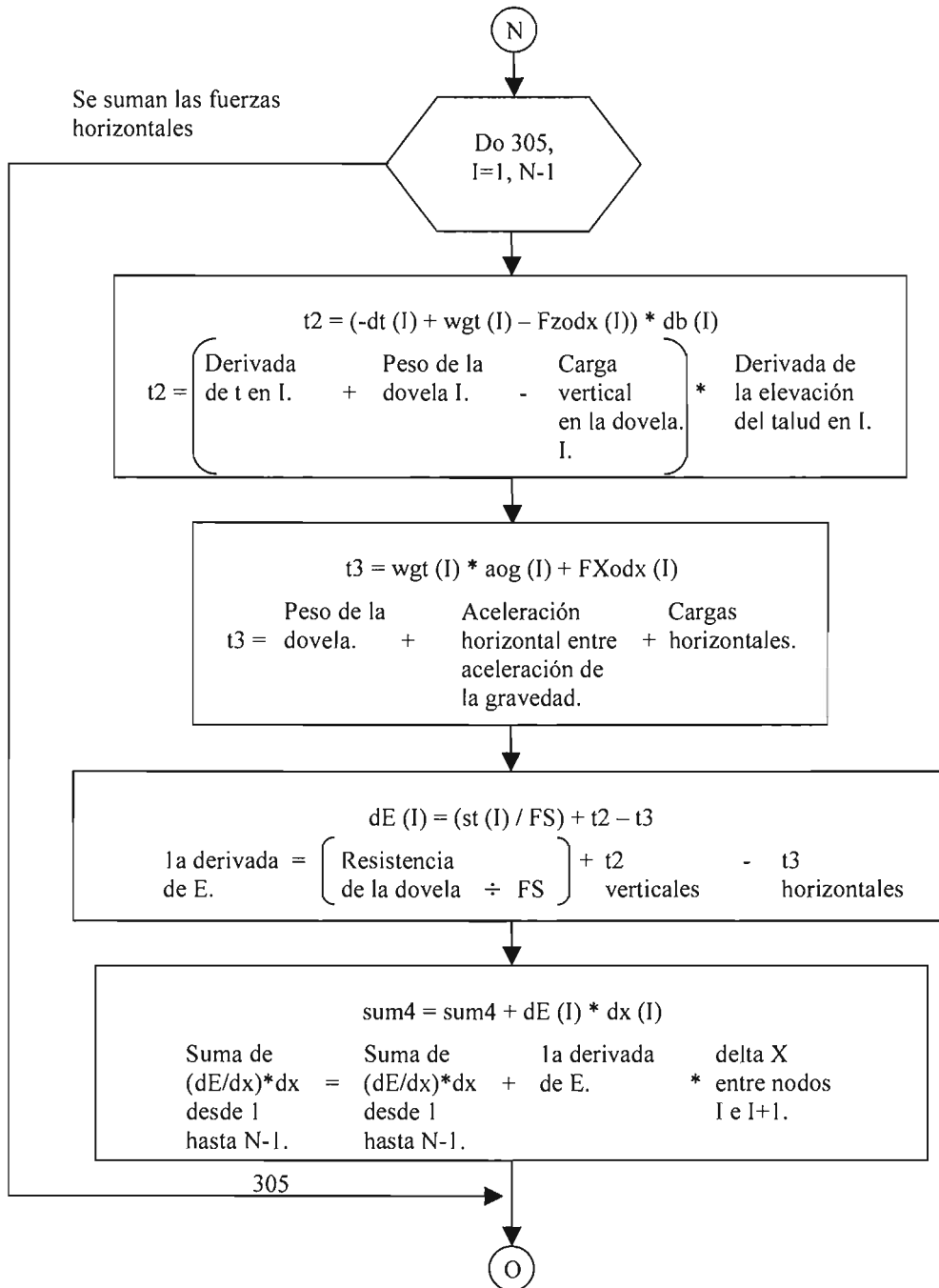


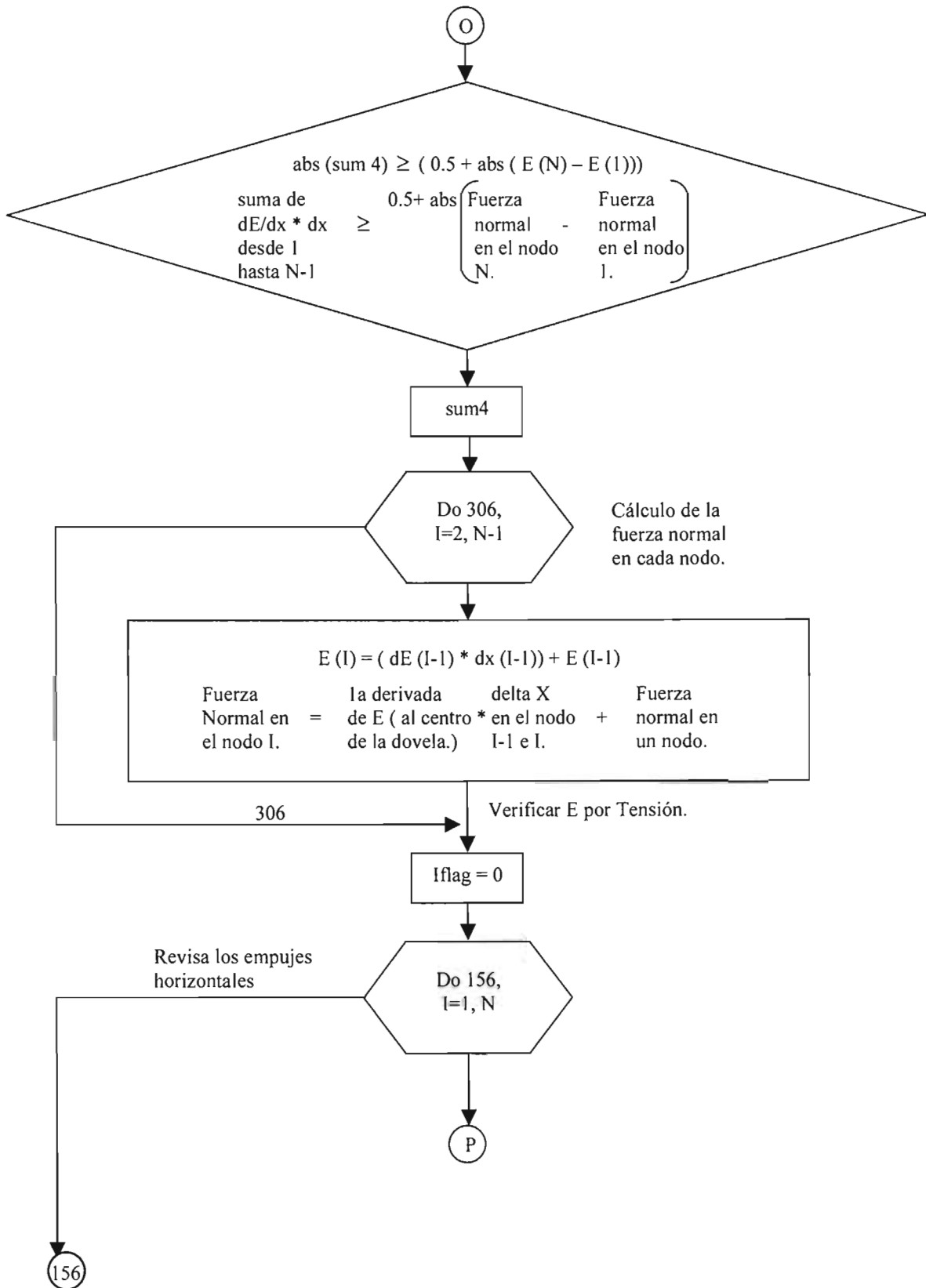


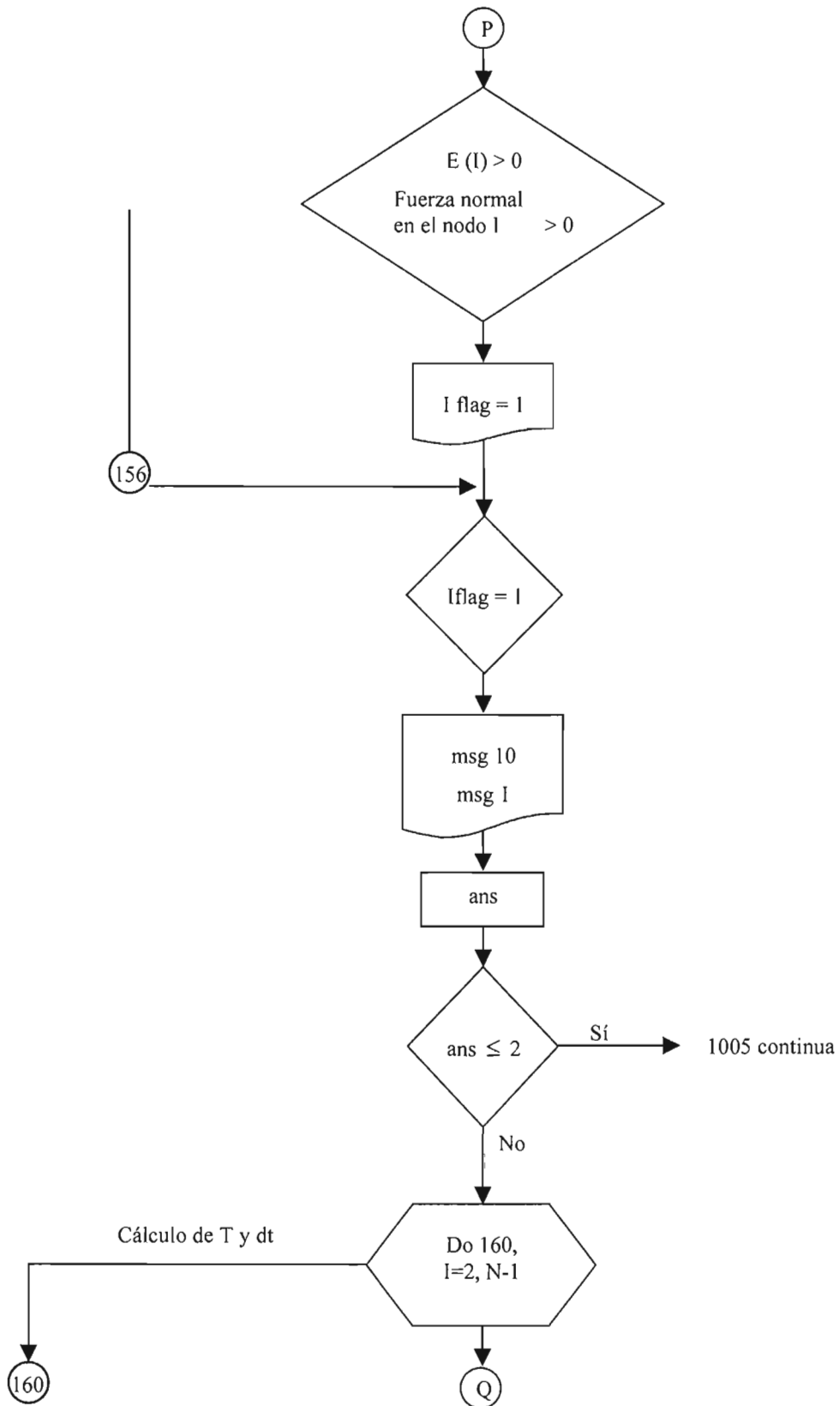


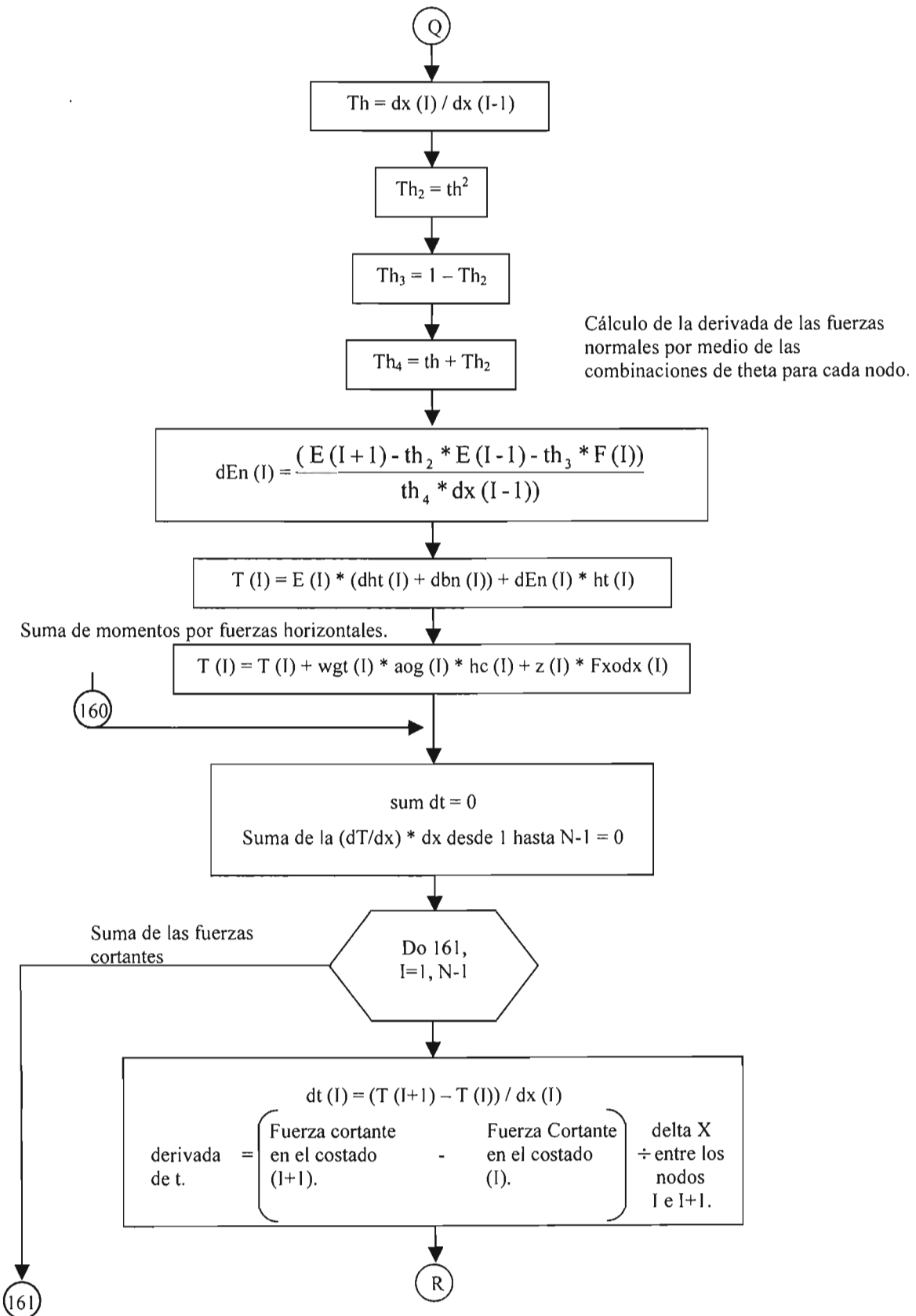


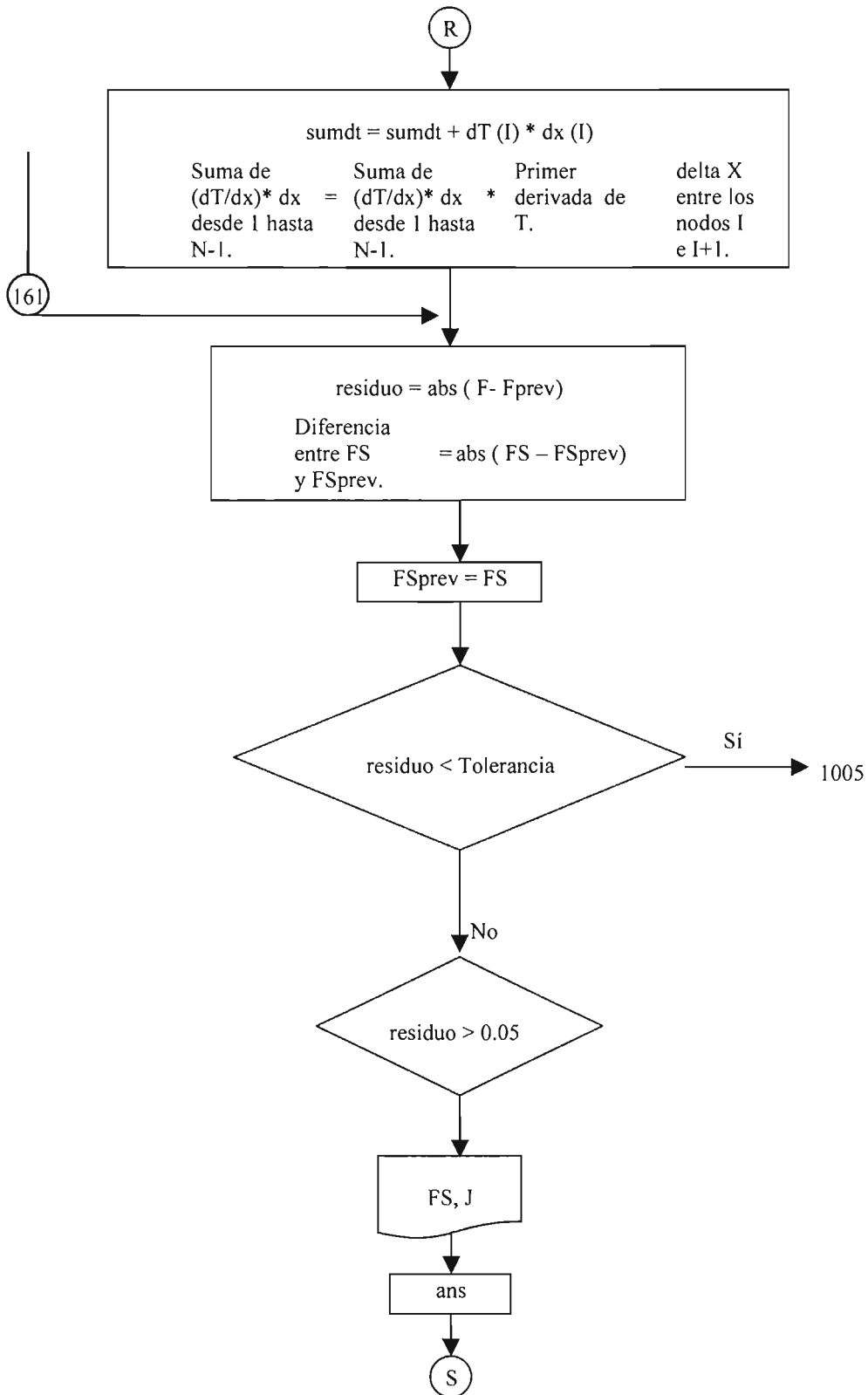


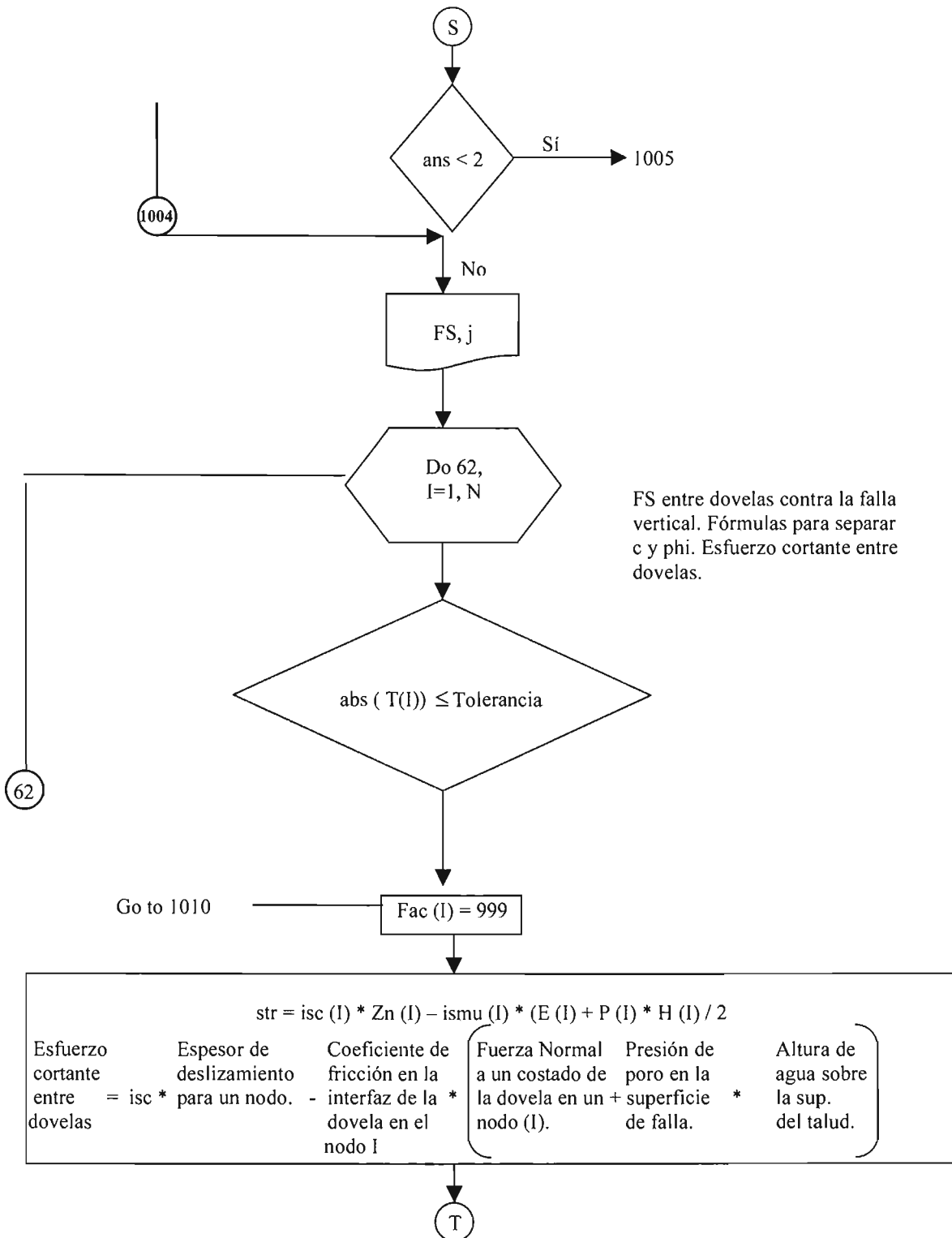




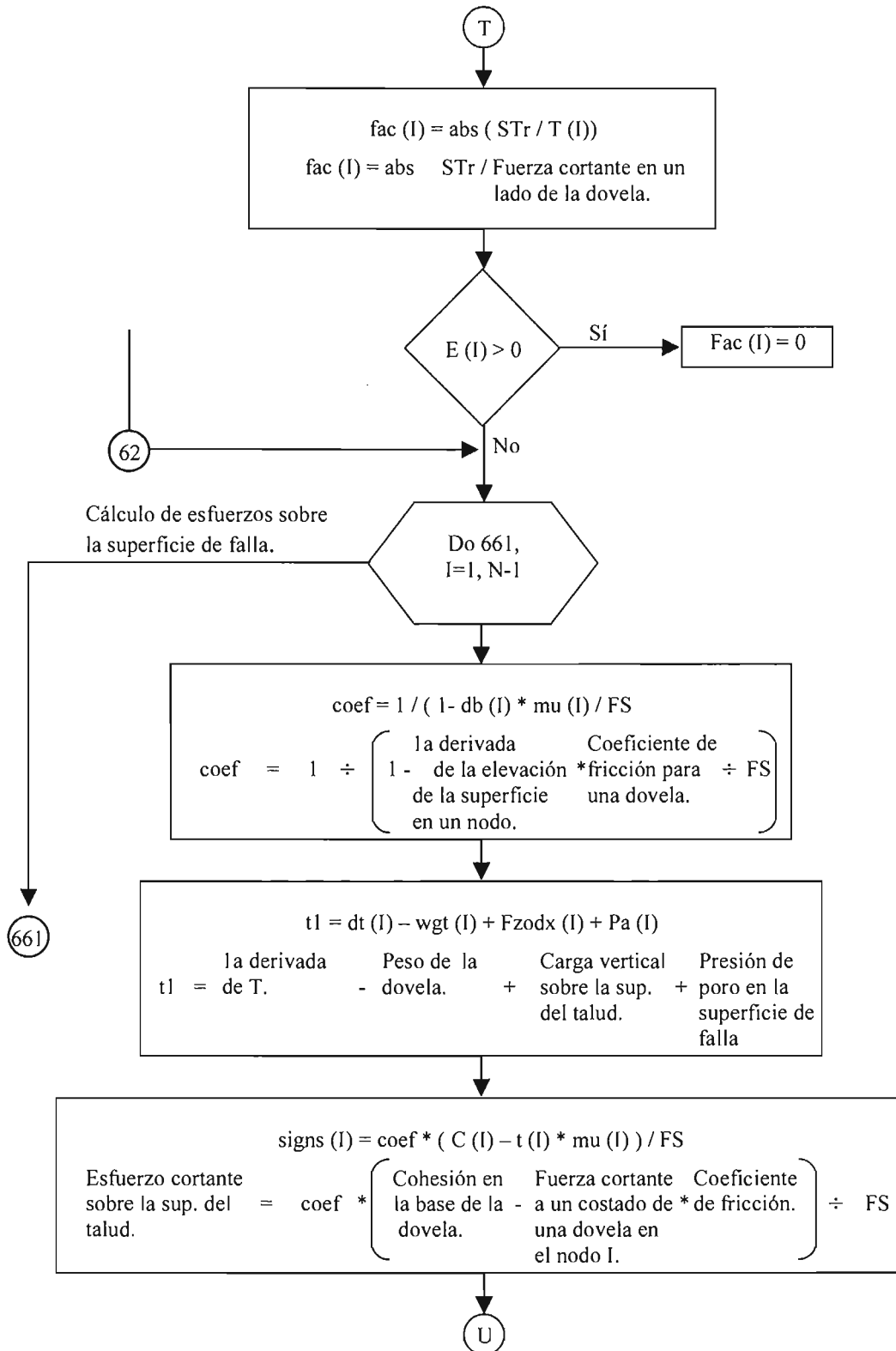


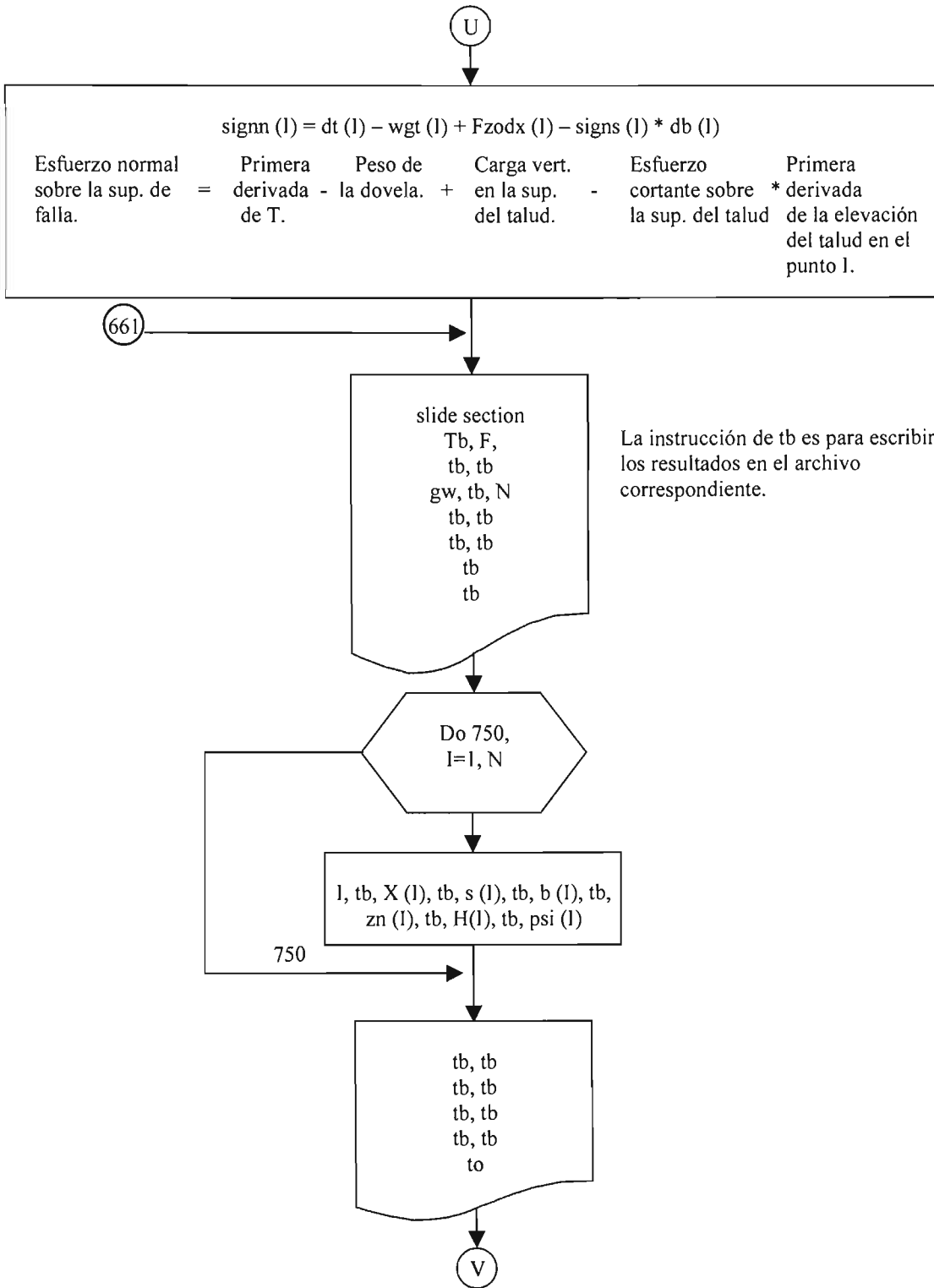


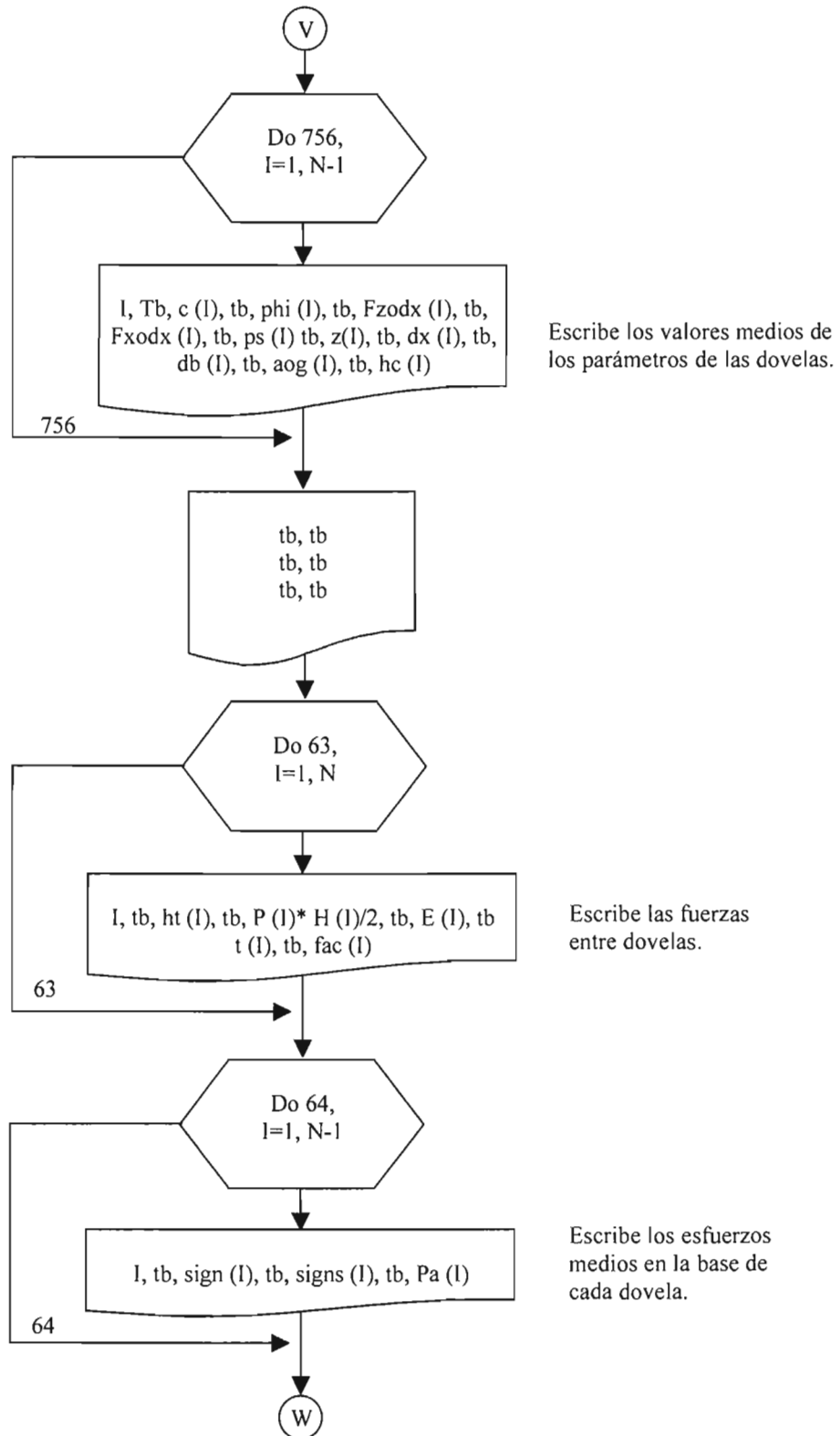


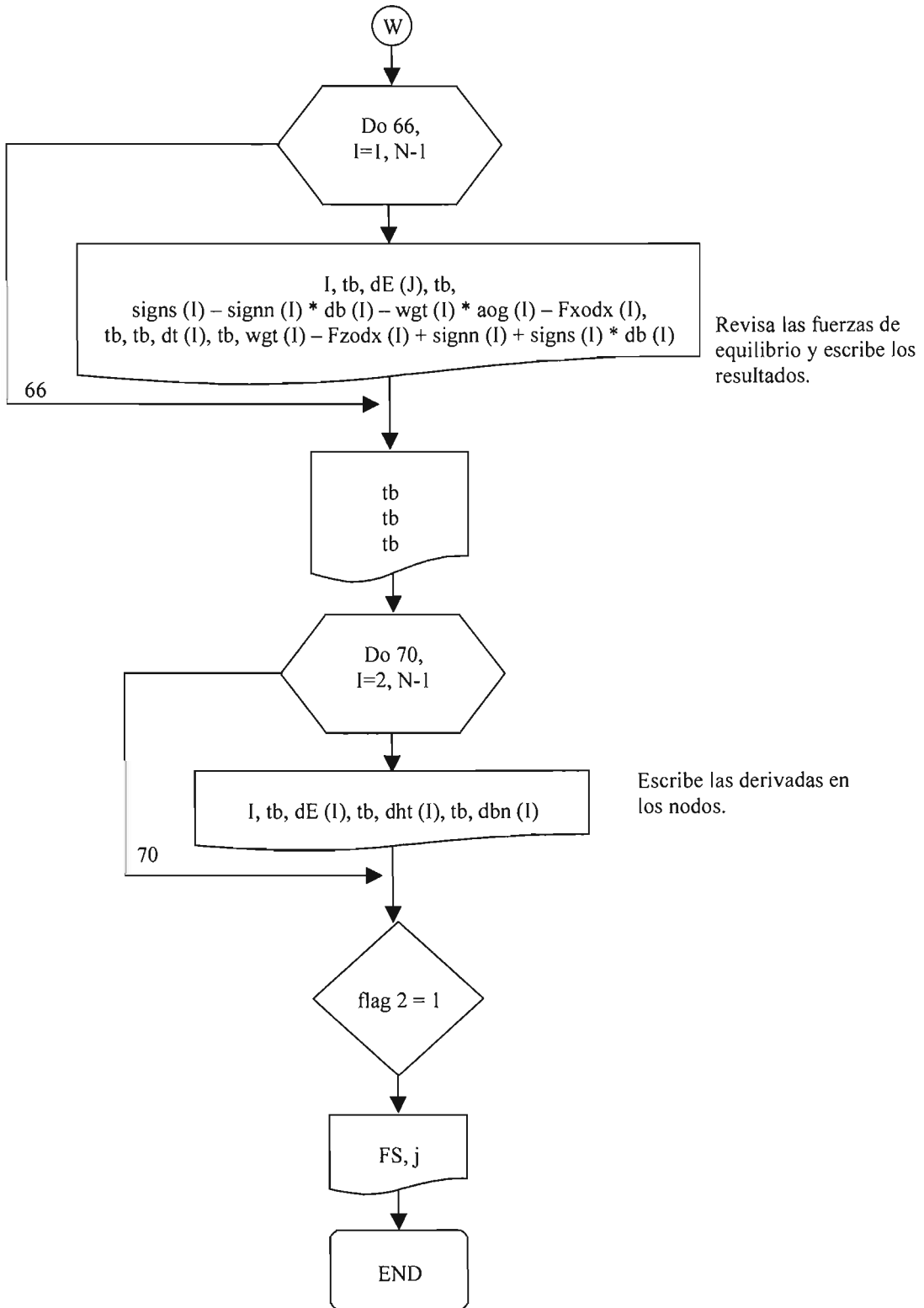


FS entre dovelas contra la falla vertical. Fórmulas para separar c y phi. Esfuerzo cortante entre dovelas.









A.2 PROGRAMA FUENTE

Aquí se muestra el listado del Programa Fuente de JanbuNR con el procedimiento del método generalizado de las dovelas (Janbu, 1973) en lenguaje *FORTRAN*, cuyo funcionamiento se verificó con el paquete de computadora *FORTRAN POWER STATION 4.0*.

```

c      JanbuNR es un programa escrito y adaptado en FORTRAN para PC a partir
c      del trabajo de Rex Baum por Ignacio Noriega Rioja, en enero del 2004.
c      Este programa permite evaluar las condiciones de estabilidad de un
c      talud o ladera natural suponiendo o conociendo cualquier forma
c      arbitraria de superficie de falla, utilizando el método generalizado
c      de las dovelas (MGD) (Janbú, 1973). Dicho método divide la masa
c      potencialmente deslizante en dovelas, en cada una de las cuales
c      satisface totalmente las condiciones de equilibrio estático,
c      considerándolas como cuerpo libre.

c      JanbuNR toma en cuenta por dovela cargas externas
c      - incluso horizontales - si las hubiera, terreno y condiciones
c      de frontera irregulares y el peso volumétrico tanto saturado
c      como sumergido del suelo, así como los parámetros de resistencia
c      en cada dovela y entre dovelas. El cálculo del factor de
c      seguridad lo realiza con laderas o taludes naturales conformados
c      con un máximo de 150 nodos en 50 iteraciones.

c      JanbuNR ha sido revisado para mejorar el uso del método generalizado
c      de las dovelas (MGD) en la obtención del factor de seguridad,
c      incrementando el número de iteraciones de 10 a 50 para obtener el FS
c      en taludes o laderas naturales conformadas con un máximo de 150 nodos.
c      También se le agregaron una pantalla de aplicaciones y un archivo
c      auxiliar de letreros y etiquetas, para que con ellos se indique
c      el ingreso del archivo de datos, se asigne el de resultados y se
c      señalen los errores por las divisiones entre cero en el momento de
c      correr el programa; del mismo modo, algunos letreros son leídos
c      desde el archivo auxiliar para ser escritos en el archivo de
c      resultados como encabezados. Se modificó la condición j=1 en el
c      cálculo de FS, para actualizar los valores de FS y n-alfa cuando no
c      haya convergencia de FS; se considera que no hay convergencia
c      cuando la diferencia entre los dos últimos valores de FS es
c      mayor a 5%. Finalmente para su fácil acceso realicé algunas
c      adaptaciones del idioma inglés al español en el programa fuente,
c      en la creación del archivo de datos, en la presentación del archivo
c      de resultados y en las etiquetas de la pantalla de aplicación.

c
c      program JnbuNR
c
c      LISTA DE VARIABLES
c
c      a(I)--1/(Janbu's n-alpha)
c      aog(I)--relación entre la aceleración horizontal y la aceleración de la gravedad
c      b(I)-- elevación de la superficie de falla en un nodo
c      c(I)-- cohesión en la base de una dovela
c      db(I)-- ler derivada de b (media para una dovela)
c      dbn(I)--ler derivada de b en un nodo
c      dE(I)--ler derivada de E (en el centro de una dovela)
c      dEn(I)--ler derivada de E en un nodo
c      dht(I)-- ler derivada de ht (en un nodo)
c      dr(I)--manejando fuerzas en la dovela I
c      dT--ler derivada de T
c      dx(I)-- delta x entre nodos I e I+1
c      E(I)-- fuerza normal a un costado de la dovela (en un nodo)
c      F--Factor de seguridad, última iteración
c      Fprev--Factor de seguridad, antes de la iteración
c      fh(I)--altura de la línea de esfuerzos/altura de la dovela en un nodo
c      fhc(I)--altura del centroide/altura media de la dovela
c      gt--peso volumétrico del suelo (medio para toda la dovela)
c      gs(I)--peso volumétrico saturado bajo el nivel del agua
c      entre nodos I e I+1
c      gd(I)--peso volumétrico del suelo no saturado sobre el nivel del agua

```

```

c      entre nodos I e I+1
c      gw--peso volumétrico del agua
c      H(I)--altura del agua sobre la superficie de falla
c          (medida en un nodo)
c      ht(I)--altura de la línea de tensión (en un nodo)
c      hc(I) altura del centroide a la mitad del ancho de la dovela
c      isc(I)--cohesión entre dovelas en el nodo I
c      isphi(I)--ángulo de fricción interna entre dovelas en el nodo I
c      ismu(I)--coeficiente de fricción entre dovelas en el nodo I
c      mom1--momento de una dovela que se encuentra debajo del nivel de agua
c      mom2--momento de una dovela que se encuentra sobre el nivel del agua
c      mu(I)--coeficiente de fricción para una dovela
c      msg() texto de un mensaje o etiqueta
c      phi(I)--ángulo de fricción interna para una dovela
c      N-- número de nodos
c      Nnd--máximo número de nodos (ajuste por cambios en los parámetros)
c      numit--número de iteraciones
c      psi(I)--Presión de agua sobre la superficie de falla para un nodo
c      ps(I)--tirante medio de agua sobre la superficie de falla para una dovela
c      P(I)-- presión de poro en la superficie de falla en un nodo
c      Pa(I)--presión de poro media en la superficie de falla para una dovela
c      resid--diferencia entre F y Fprev
c      s(I)--elevación de la superficie natural en un nodo
c      signn(I)--fuerza normal sobre la superficie de falla(media en una dovela)
c      signs(I)--fuerza cortante sobre la superficie de falla (media para una dovela)
c      Fxodx(I)--Fuerza horizontal uniforme actuando sobre la superficie natural de falla
c          en una dovela(fuerza por unidad de longitud, por unidad de ancho)
c      Fzodx(I)-- carga vertical uniforme en la superficie natural actuando sobre una
c          dovela (fuerza por unidad de longitud, por unidad de ancho)
c      st(I)--la resistencia en una dovela I
c      sum1--suma de las fuerzas resistentes desde 1 a N-1
c      sum2--suma de las fuerzas actuantes desde 1 a N-1
c      sum3--suma de las (dT/dx)*(db/dx)*dx desde 1 to N-1
c      sum4--suma de las (dE/dx)*dx desde 1 a N-1
c      sum5--suma de las (dT/dx)*dx desde 1 a N-1
c      sumdt--suma de las (dT/dx)*dx desde 1 a N-1
c      T(I)-- fuerzas cortantes sobre un extremo de la dovela
c      tb--tab caracter para escribir archivo de salida (output)
c      th--Theta, la relación delta-x en la dovela contigua
c      th2, th3, y th4--diferentes combinaciones de theta usadas en
c          derivadas de computo en los nodos.
c      tol--parámetro para probar la convergencia de F
c      wgt(I)--peso de una dovela
c      x(I)--posición horizontal de un nodo w.r.t. en la cabeza de la dovela
c      Z(I)-- espesor medio de una dovela
c      Zn(I)--espesor de una dovela en un nodo
c
c      implicit none
c      integer Nnd,hlen,flen,nmsg
c      parameter (Nnd=150,hlen=255,flen=255,nmsg=72)
c      en las líneas siguientes se determinan las magnitudes de los parámetros permitida
c      Windows 95/98
c      parameter (Nnd=150,hlen=255,flen=1795,nmsg=72)
c      real c(Nnd), b(Nnd), db(Nnd), dht(Nnd), E(Nnd)
c      real ht(Nnd), P(Nnd), T(Nnd), psi(Nnd), H(Nnd)
c      real Z(Nnd), dE(Nnd), s(Nnd), dEn(Nnd)
c      real dT(Nnd), signn(Nnd), signs(Nnd), fac(Nnd)
c      real a(Nnd), st(Nnd), Zn(Nnd), x(Nnd), Fzodx(Nnd)
c      real Pa(Nnd), ps(Nnd), dbn(Nnd), dx(Nnd)
c      real mu(Nnd), F, Fprev, tol, gw, dr, sumdt,ang
c      real th, th2, th3, th4, sum1, sum2, sum3,sum4,sum5
c      real quo, t1, t2, t3, resid, str, coef,pi,dtest
c      real gs(Nnd),gd(Nnd),phi(Nnd),Ha(Nnd), toll, F1
c      real isc(Nnd),ismu(Nnd),isphi(Nnd),fht(Nnd)
c      real aog(Nnd),Fxodx(Nnd),hc(Nnd)
c      real wgt(Nnd), mom1,mom2, ea,en,ta,tn,I
c      integer numit,numit1,N,j,k,ans,Iflag,kk,kmsg,flag2,dlim
c      integer numtrl,ktrl
c      character*(hlen) heading, slide, section,msg(nmsg)
c      character*(flen) infil,outfil,inpth
c      character tb*1, cre*4

```

```

        tb=char(9)
        pi=3.14159265358979
        resid=0.
        F=1.0
        tol=0.00001
        numit=50
c
c abrir archivo que contiene los mensajes o etiquetas
  open (14,file='janbugs.ini',status='old',err=115)
  go to 116
c Las siguientes 6 líneas son para especificar la consola de aplicación en (Windows 95/98)
c 115 open(14,file='C:\Program Files\Slope Stability\
c   $Janbu\janbugs.ini', status='old',err=117)
c   go to 116
c 117 open(14,file='..\Janbu\janbugs.ini', status='old',err=118)
c   go to 116
c 118 write (*,*) 'janbugs.ini?'
c   pause Press '<return>/'<enter> to quit'
c   go to 171
c Las siguientes 3 líneas se despliega un dialogo en archivo normal sobre Mac OS and Windows
115 write (*,*) 'janbugs.ini?'
  pause
  open(14,file='',status='old',err=171)
116 read (14,*) F1,toll,numit1,kmsg,flag2,dlim,cre
  if (dlim .ge. 0) tb=char(dlim)
  if (kmsg .gt. nmsg) kmsg=nmsg
  do 40, I=1,kmsg
  read (14,19, END=41) kk,msg(kk)
  40 continue
  41 close (14)
  if (F1 .gt. 0.5) F=F1
  if (toll .lt. 0.1) tol=abs(toll)
  if (numit1 .ge. 1) numit=numit1
  Fprev=F
c Las tres líneas siguientes son para desplegar en formato normal el archivo de dialogo y la
especificación
c para el Absoft Fortran compilador por Mac OS y Windows
  print *, trim(msg(1))
  pause
  open (12, status='old',file='',err=171)
c Lee las direcciones de los archivos de entrada y de salida
c en las siguientes 10 líneas para usarse en la consola de aplicación en
c Windows 9X/NT, Mac OS y otras plataformas
c   inpth=trim(msg(2))
c   open (11,file=inpth,status='old',err=20)
c   go to 21
c 20 write (*,*) trim(msg(2)), '?'
c   write (*,*) trim(msg(3))
c elegir entre las siguientes líneas o o dos líneas dependiendo de la interface
c   open (11,file='',status='old',err=171)
c   read (*,*) inpth
c   open (11,file=inpth,status='old',err=20)
c 21 read (11,*) numtrl
c   if (numtrl .le. 1) numtrl=1
c   do 250, ktrl=1,numtrl
c   read (11,9) infil
c   read (11,9) outfil
c   OPEN (12,STATUS='OLD',FILE=infil)
C   Read raw data from file
  read (12,9) slide
  read (12,9) section
  read (12,9) heading
  9 format (A)
19 format (i4,lx,A)
  read (12,*) gw, N, ea,ta,en,tn
  if (N .gt. Nnd) then
  write (*,*) 'N >',Nnd
  go to 171
  end if
  E(1)=ea
  T(1)=ta

```

```

E(N)=en
T(N)=tn
read (12,9) heading
do 50, I=1,N
  read (12,*) x(I), s(I), b(I), H(I), psi(I), gs(I),gd(I),
+   c(I),phi(I), Fzodx(I),Fxodx(I),isc(I),isphi(I),fht(I)
+   ,aog(I)
c computo de las cantidades básicas desde los datos originales
  ang=phi(I)*(pi/180.)
  mu(I)=tan(ang)
  ang=isphi(I)*(pi/180.)
  ismu(I)=tan(ang)
  P(I)=gw*psi(I)
  Zn(I)=s(I)-b(I)
  ht(I)=Zn(I)*fht(I)
50  continue
  close (12)
c en las siguientes 5 líneas se especifica para la compilación en Absoft
c (opens standard dialog to interactively select output file)
  print *, trim(msg(16))
  pause
c usar las líneas siguientes para Mac OS para especificar la creación de códigos
c   OPEN(10,file='',STATUS='unknown',creator=trim(cre),err=171)
  open (10, file='', STATUS='UNKNOWN', err=171)
c usar las siguientes líneas para Mac OS para especificar la creación de códigos, batch mode
c   OPEN(10, STATUS='UNKNOWN',file=trim(outfil),creator=trim(cre))
c La siguiente línea puede ser usada para un sistema de operación
c   OPEN(10, STATUS='UNKNOWN',file=trim(outfil))
  do 56, k=1,N-1
    dx(k)=abs(x(k+1)-x(k))
    Z(k)=(s(k)-b(k)+s(k+1)-b(k+1))/2.
    Ha(k)=(H(k)+H(k+1))/2.
c cálculo de la altura predefinida del centroide de cada dovela
    wgt(k)=(Ha(k)*gs(k)+(Z(k)-Ha(k))*gd(k))
    mom1=(Ha(k)*gs(k))*Ha(k)/2
    mom2=(Z(k)-Ha(k))*gd(k)*(Z(k)+Ha(k))/2.
    hc(k)=(mom1+mom2)/wgt(k)
c   if (fhc(k) .ge. 0) hc(k)=Z(k)*fhc(k)
C.....CÁLCULO DE LA PRESIÓN MEDIA EN LA BASE DE CADA DOVELA
    ps(k)=(psi(k)+psi(k+1))/2.
C.....CÁLCULO DE LA PENDIENTE DE LA SUPERFICIE DE FALLA, dB/dx
    db(k)=(b(k+1)-b(k))/dx(k)
    Pa(k)=gw*ps(k)
56  continue
c   Calculo de las derivadas en cada nodo
  do 60, I=2, N-1
    th=dx(I)/dx(I-1)
    th2=th**2
    th3=1.-th2
    th4=th+th2
    dht(I)=(ht(I+1)-th2*ht(I-1)-th3*ht(I))/(th4*dx(I-1))
    dbn(I)=(b(I+1)-th2*b(I-1)-th3*b(I))/(th4*dx(I-1))
60  continue
c
c estimación inicial de las fuerzas de tendencia
c
  sum2=0.
  do 101, I=1, N-1
c la siguiente línea asume un estrato de suelo seco sobre uno saturado...
    dr=(Fzodx(I)-wgt(I))*db(I)*dx(I)
c la siguiente línea suma las fuerzas horizontales en la superficie con las de cuerpo
c (positive loads act to the right, i.e. toward the toe)
    dr=dr+(aog(I)*wgt(I)+Fxodx(I))*dx(I)
    sum2=sum2+dr
101  continue
c
c valores iniciales de T y dT/dx
  do 102, I=2, N-1
    T(I)=0.
    dT(I)=0.
102  continue

```

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

```

      dT(1)=0.
      dT(N)=0.
c
c   cálculo de F, E y T
c
      do 1004, j=1,numit
        sum3=0.
        sum5=0.
        do 201, I=1,N-1
          sum3=sum3+dT(I)*db(I)*dx(I)
          sum5=sum5+dT(I)*dx(I)
201      continue
          if (abs(sum5) .gt. (0.5+abs(T(N)-T(1)))) then
            write (*,*) trim(msg(4)), sum5
          end if
          sum3=sum2+sum3
210      sum1=0.
          Fprev=F
          do 202, I=1, N-1
c   el signo negativo en el numerador de la siguiente línea se debe a la
c   convención de signos adoptada en este programa
            dtest=(1.-mu(I)*db(I)/F)
            if (dtest .lt. 0.2) then
              print *, trim(msg(63)), I, trim(msg(64))
              write (10,*) trim(msg(63)), I, ' ', trim(msg(64))
            end if
c   error que advierte la división por cero
            if (abs(dtest) .lt. 0.01) then
              print *, trim(msg(65)), I
              write (10,*) trim(msg(65)), I
              go to 661
            end if
c   cálculo de la resistencia en la superficie de falla
            a(I)=(1.+db(I)**2)/(1.-mu(I)*db(I)/F)
            st(I)=a(I)*(c(I)-mu(I)*(Pa(I)+dT(I)-wgt(I)+Fzodx(I)))
c   verificar que no haya errores potenciales debidos a la alta presión de poro
            if ((c(I)-mu(I)*(Pa(I)+dT(I)-wgt(I)-Fzodx(I)))
+             .lt. 0.) then
              print *, trim(msg(66)), I, ' ', trim(msg(64))
              write (10,*) trim(msg(66)), I, ' ', trim(msg(64))
            end if
202      continue
          do 203, I=1, N-1
            sum1=sum1+st(I)*dx(I)
203      continue
          F=sum1/(E(N)-E(1)+sum3)
          quo=abs((F-Fprev)/Fprev)
204      continue
c   Recalculo de F cuando difiere más del 5% que el valor anterior.
          if (quo .gt. 0.05) then
            print *, trim(msg(5)), F, trim(msg(6)), j
            write (*,*) trim(msg(7))
            go to 210
          end if
c
c   cálculo de E
c
304      sum4=0.
          do 305, I=1,N-1
            t2=(-dT(I)+wgt(I)-Fzodx(I))*db(I)
c   la siguiente línea suma fuerzas horizontales aplicadas con las de cuerpo
            t3=wgt(I)*aog(I)+Fxodx(I)
            dE(I)=(st(I)/F)+t2-t3
            sum4=sum4+dE(I)*dx(I)
305      continue
          if (abs(sum4) .ge. (0.5+abs(E(N)-E(1)))) then
            write (*,*) trim(msg(8)), sum4
          end if
          do 306, I=2, N-1
            E(I)=(dE(I-1)*dx(I-1))+E(I-1)
306      continue

```

```

c
c   revisando E por tensión
c
      Iflag=0
      do 156, I=1, N
      IF (E(I) .GT. 0.) then
        write (*,*) trim(msg(12)), I
        write (10,*) trim(msg(12)), I
        Iflag=1
      END IF
156   continue
      If (Iflag .EQ. 1) then
        print *, trim(msg(10))
        print *, trim(msg(11))
        read (*,*) ans
        if (ans .le. 2.) go to 1005
      end if
c
c   cálculo de T, dT
c
      do 160, I=2, N-1
      th=dx(I)/dx(I-1)
      th2=th**2
      th3=1.-th2
      th4=th+th2
      dEn(I)=(E(I+1)-th2*E(I-1)-th3*E(I))/(th4*dx(I-1))
      T(I)=E(I)*(dht(I)+dbn(I))+dEn(I)*ht(I)
c   la siguiente línea suma los momentos por fuerzas horizontales aplicadas con los de cuerpo
160   T(I)=T(I)+wgt(I)*aog(I)*hc(I)+Z(I)*Fxodx(I)
      continue
      sumdt=0.
      do 161, I=1, N-1
      dT(I)=(T(I+1)-T(I))/dx(I)
      sumdt=sumdt+dT(I)*dx(I)
161   continue
      resid=abs(F-Fprev)
      Fprev=F
      if (resid .lt. tol) go to 1005
      if (resid .gt. 0.05) then
        print *, trim(msg(5)), F, trim(msg(6)), j
        print *, trim(msg(9))
        print *, trim(msg(10))
        print *, trim(msg(11))
        read (*,*) ans
        if (ans .le. 2.) go to 1005
      end if
1004   continue
1005   continue
      print *, trim(msg(13))
      print *, trim(msg(5)), F, trim(msg(6)), j
      print *, trim(msg(14))
      print *, trim(msg(15))
      read (*,*) ans
      if (ans .le. 2.) go to 171
c
c   Cálculo del factor de seguridad entre dovelas contra falla vertical
c   Fórmula para separar los valores de c y phi
c   esfuerzo cortante interdovelas para condiciones de frontera
c
      do 62, I=1, N
      if (abs(T(I)) .le. tol) then
        fac(I)=999.
        go to 1010
      end if

      str=isc(I)*Zn(I)-ismu(I)*(E(I)+P(I)*H(I)/2.)
      fac(I)= abs(str/T(I))
1010   if (E(I) .gt. 0.) fac(I)=0.
62    continue
c
c   cálculo de esfuerzos en la superficie de falla

```

```

c
do 661, I=1,N-1
coef=1./(1.-db(I)*mu(I)/F)
t1=dT(I)-wgt(I)+Fzodx(I)+Pa(I)
signs(I)=coef*(c(I)-t1*mu(I))/F
signn(I)=dT(I)-wgt(I)
+ +Fzodx(I)-signs(I)*db(I)
661 continue
c
c escribir en archivo de resultados
write (10,9) trim(slide)
write (10,9) trim(section)
write (10,*) trim(msg(17))
write (10,'(F12.3)') F
write (10,*) trim(msg(18))
write (10,'(F12.2)') gw
write (10,*) trim(msg(19))
write (10,'(1X,I3)') N
write (10,*) trim(msg(20))
write (10,*) trim(msg(21)),tb,trim(msg(22)),tb,
+ trim(msg(23)),tb,trim(msg(24)),tb,
+ trim(msg(25)),tb,trim(msg(26)),tb,trim(msg(27))
do 750, I=1,N
write (10,'(7(F8.2)') I,x(I),s(I),b(I),Zn(I),H(I),psi(I)
750 continue
write (10,9) trim(msg(28))
write (10,*) trim(msg(29)),tb,trim(msg(30)),tb,
+ trim(msg(31)),tb,trim(msg(32)),tb,
+ trim(msg(67)),tb,trim(msg(33)),tb,
+ trim(msg(34)),tb,trim(msg(35)),tb,trim(msg(36)),
+ tb,trim(msg(68)),tb,trim(msg(69))
do 756, I=1,N-1
write (10,'(11(F8.2)') I,c(I),phi(I),Fzodx(I),Fxodx(I),
+ ps(I),Z(I),dx(I),db(I),aog(I),hc(I)
756 continue
write (10,9) trim(msg(37))
write (10,*) trim(msg(38)),tb,tb,trim(msg(39)),tb,
+ trim(msg(40)),tb,trim(msg(41)),tb,
+ trim(msg(42)),tb,tb,
+ trim(msg(43))
do 63, I=1,N
write (10,'(6(F10.2)') I,ht(I),P(I)*H(I)/2.,E(I),
+ T(I),fac(I)
63 continue
write (10,9) trim(msg(44))
write (10,*) trim(msg(45)),tb,tb,trim(msg(46)),tb,tb,
+ trim(msg(47)),tb,trim(msg(48))
do 64, I=1,N-1
write (10,'(4(F12.2)') I,signn(I),signs(I),Pa(I)
64 continue
write (10,*) trim(msg(49)),tb,trim(msg(50))
write (10,*) sum4,tb,sumdt
c La siguiente comparación es principalmente una revisión de convergencia, dE(I)
c los valores fueron calculados desde los viejos valores de dT(I), considerando signs(I)
c y signn(I) han sido calculados desde los nuevos valores.
c Acordando para 3 o 4 dígitos significativos
c que serían suficientes para el análisis de estabilidad.
write (10,9) trim(msg(51))
write (10,*) trim(msg(53))
write (10,*) trim(msg(54))
write (10,*) trim(msg(55))
write (10,*) trim(msg(56))
write (10,*) 'Dovela',tb,tb,'A',tb,'B',tb,'C',tb,'D'
do 66, I=1,N-1
write (10,'(5(F10.2)') I,dE(I),
+ signs(I)-signn(I)*db(I)-wgt(I)*aog(I)-Fxodx(I),
+ dT(I), wgt(I)-Fzodx(I)+signn(I)+signs(I)*db(I)
66 continue
write (10,9) trim(msg(57))
write (10,*) trim(msg(58)),tb,tb,trim(msg(59)),tb,tb,
+ trim(msg(60)),tb,tb,trim(msg(61))

```



```
do 70, I=2,N-1
  write (10, '(4(F12.2))') I, dE(I), dht(I), dbn(I)
70  continue
  close (10)
c 250 continue
171 continue
c Depende del usuario dar pausa para desplegar el
c mensaje o quit para salir.....
  if (flag2 .eq. 1) then
    write (*,*) trim(msg(62))
    pause
  end if
  stop
end
```

A.3 ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO LA AURORA

A.3.1 Archivo de datos

"Deslizamiento de la Colonia La Aurora de Teziutlán, Puebla, 1999"

Análisis de estabilidad de la ladera natural

gw	Nodos	Ea	Ta	Eb	Tb											
l	31	0	0	0	0											
Dis x	s	b	H	psi	gs	gd	c	Phi	Fz/dx	Fx/dx	en-dov	c	en-dov	phi	ht/prof	a/g
0	65.3	63.2	2.03	2.03	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
3.35	64.65	60.20	4.31	4.31	1.33	1.31	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
6.7	61.70	56.90	4.65	4.65	1.34	1.32	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
10	58.79	53.49	5.14	5.14	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
13.4	57.34	51.99	5.29	5.29	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
16.75	56.10	51.09	5.05	5.05	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
20.1	55.00	49.99	5.17	5.17	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
23.4	54.65	49.70	5.26	5.26	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
26.8	51.79	46.89	5.29	5.29	1.61	1.59	1.4	33	0	0	1.4	33	0.333	0		
30.15	50.09	45.19	5.38	5.38	1.61	1.59	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
33.5	49.09	44.00	5.44	5.44	1.61	1.59	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
36.8	47.78	42.50	5.42	5.42	1.61	1.59	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
40.2	46.44	41.40	5.37	5.37	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
43.6	44.94	40.40	5.09	5.09	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
46.9	43.44	39.20	4.67	4.67	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
50.26	41.60	38.20	3.7	3.7	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
53.6	40.15	37.10	3.29	3.29	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
56.96	38.55	35.00	3.79	3.79	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
60.3	37.19	33.79	3.57	3.57	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
63.6	36.05	33.00	3.05	3.05	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
67	34.6	31.90	2.61	2.61	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
70.36	33.39	30.90	2.41	2.41	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
73.7	31.84	29.19	2.56	2.56	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
77.6	31.39	27.90	3.38	3.38	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
80.4	29.94	25.49	4.31	4.31	1.33	1.31	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
83.7	28.64	23.89	4.61	4.61	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
87.1	26.84	22.00	4.71	4.71	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
90.4	24.91	20.00	3.59	3.59	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
93.8	24.01	20.00	3.9	3.9	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
97.1	23.14	20.00	3.04	3.04	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
100.5	21.4	20.00	1.35	1.35	1.34	1.32	1.4	33	-1	0	1.4	33	0.333	0		
end																

A.3.2 Archivo de resultados

"Deslizamiento de la Colonia La Aurora de Teziutlán, Puebla, 1999"

Análisis de estabilidad de la ladera natural

Factor de seguridad (Janbu):

1.060

Peso volumétrico del agua

1.00

Nodos

31

Dimensiones en nodos (input):

Nodo	X	s	b	Z	H	psi
1.00	.00	65.30	63.20	2.10	2.10	2.10
2.00	3.35	64.65	60.20	4.45	4.45	4.45
3.00	6.70	61.70	56.90	4.80	4.80	4.80
4.00	10.00	58.79	53.49	5.30	5.29	5.29
5.00	13.40	57.34	51.99	5.35	5.34	5.34
6.00	16.75	56.10	51.09	5.01	5.00	5.00
7.00	20.10	55.00	49.99	5.01	5.00	5.00
8.00	23.40	54.65	49.70	4.95	4.94	4.94
9.00	26.80	51.79	46.89	4.90	4.89	4.89
10.00	30.15	50.09	45.19	4.90	5.90	5.90
11.00	33.50	49.09	44.00	5.09	5.09	5.09
12.00	36.80	47.78	42.50	5.28	5.28	5.28
13.00	40.20	46.44	41.40	5.04	5.04	5.04
14.00	43.60	44.94	40.40	4.54	4.54	4.54
15.00	46.90	43.44	39.20	4.24	4.24	4.24
16.00	50.26	41.60	38.20	3.40	3.41	3.41
17.00	53.60	40.15	37.10	3.05	3.05	3.05
18.00	56.96	38.55	35.00	3.55	3.55	3.55
19.00	60.30	37.19	33.79	3.40	3.39	3.39
20.00	63.60	36.05	33.00	3.05	3.05	3.05
21.00	67.00	34.60	31.90	2.70	2.70	2.70
22.00	70.36	33.39	30.90	2.49	2.49	2.49
23.00	73.70	31.84	29.19	2.65	2.64	2.64
24.00	77.60	31.39	27.90	3.49	3.49	3.49
25.00	80.40	29.94	25.49	4.45	4.44	4.44
26.00	83.70	28.64	23.89	4.75	4.74	4.74
27.00	87.10	26.84	22.00	4.84	4.84	4.84
28.00	90.40	24.91	20.00	4.91	4.71	4.71
29.00	93.80	24.01	20.00	4.01	4.01	4.01
30.00	97.10	23.14	20.00	3.14	3.14	3.14
31.00	100.50	21.40	20.00	1.40	1.39	1.39

Valores medios de los parámetros de las dovelas:

Dovela	c	Phi	Wv	Wh	ps	Z	dX	db/dxsf	aog	HRh
1.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.27	3.28	3.35	-.90	.00	1.64
2.00	1.40	33.00	.00	.00	4.63	4.63	3.35	-.99	.00	2.31
3.00	1.40	33.00	.00	.00	5.05	5.05	3.30	-1.03	.00	2.52
4.00	1.40	33.00	.00	.00	5.32	5.32	3.40	-.44	.00	2.66
5.00	1.40	33.00	.00	.00	5.17	5.18	3.35	-.27	.00	2.59
6.00	1.40	33.00	.00	.00	5.00	5.01	3.35	-.33	.00	2.50
7.00	1.40	33.00	.00	.00	4.97	4.98	3.30	-.09	.00	2.49
8.00	1.40	33.00	.00	.00	4.91	4.93	3.40	-.83	.00	2.46
9.00	1.40	33.00	.00	.00	5.39	4.90	3.35	-.51	.00	2.45
10.00	1.40	33.00	-1.00	.00	5.49	5.00	3.35	-.36	.00	2.50
11.00	1.40	33.00	-1.00	.00	5.19	5.18	3.30	-.45	.00	2.59
12.00	1.40	33.00	-1.00	.00	5.16	5.16	3.40	-.32	.00	2.58
13.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.79	4.79	3.40	-.29	.00	2.39
14.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.39	4.39	3.30	-.36	.00	2.19
15.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.82	3.82	3.36	-.30	.00	1.91
16.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.23	3.23	3.34	-.33	.00	1.61
17.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.30	3.30	3.36	-.62	.00	1.65

18.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.47	3.47	3.34	-.36	.00	1.74
19.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.22	3.22	3.30	-.24	.00	1.61
20.00	1.40	33.00	-1.00	.00	2.88	2.87	3.40	-.32	.00	1.44
21.00	1.40	33.00	-1.00	.00	2.60	2.59	3.36	-.30	.00	1.30
22.00	1.40	33.00	-1.00	.00	2.57	2.57	3.34	-.51	.00	1.28
23.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.07	3.07	3.90	-.33	.00	1.53
24.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.97	3.97	2.80	-.86	.00	1.98
25.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.59	4.60	3.30	-.48	.00	2.30
26.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.79	4.80	3.40	-.56	.00	2.40
27.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.78	4.88	3.30	-.61	.00	2.44
28.00	1.40	33.00	-1.00	.00	4.36	4.46	3.40	.00	.00	2.23
29.00	1.40	33.00	-1.00	.00	3.58	3.57	3.30	.00	.00	1.79
30.00	1.40	33.00	-1.00	.00	2.27	2.27	3.40	.00	.00	1.13

Fzas entre dovelas

Nodo	ht	P	E	T	FS en la falla entre dovelas
1.00	.70	2.20	.00	.00	999.00
2.00	1.48	9.90	-5.76	1.39	2.69
3.00	1.60	11.52	-14.68	9.27	.93
4.00	1.76	13.99	-26.18	15.02	.98
5.00	1.78	14.26	-28.31	10.59	1.50
6.00	1.67	12.50	-25.70	9.02	1.66
7.00	1.67	12.50	-24.65	7.27	1.97
8.00	1.65	12.20	-17.47	7.60	1.33
9.00	1.63	11.96	-26.72	14.59	1.08
10.00	1.63	17.41	-31.07	12.00	1.26
11.00	1.69	12.95	-31.25	11.37	1.59
12.00	1.76	13.94	-33.77	12.97	1.49
13.00	1.68	12.70	-32.13	11.86	1.58
14.00	1.51	10.31	-30.64	11.64	1.60
15.00	1.41	8.99	-30.57	12.34	1.53
16.00	1.13	5.81	-28.26	11.21	1.63
17.00	1.02	4.65	-26.54	12.33	1.41
18.00	1.18	6.30	-29.16	13.74	1.36
19.00	1.13	5.75	-27.35	9.89	1.79
20.00	1.02	4.65	-23.43	8.38	1.86
21.00	.90	3.65	-20.93	7.81	1.81
22.00	.83	3.10	-17.93	7.70	1.61
23.00	.88	3.48	-17.72	7.13	1.72
24.00	1.16	6.09	-15.31	7.21	1.45
25.00	1.48	9.86	-21.12	10.75	1.21
26.00	1.58	11.23	-23.68	10.18	1.39
27.00	1.61	11.71	-28.22	13.78	1.21
28.00	1.64	11.09	-33.61	13.54	1.51
29.00	1.34	8.04	-20.01	6.36	2.02
30.00	1.05	4.93	-10.44	4.46	1.73
31.00	.47	.97	.00	.00	999.00

Esfuerzos medios en la base de cada dovela

Dovela	signn	signs	Pa
1.00	3.60	1.50	3.27
2.00	3.26	.55	4.63
3.00	4.17	.83	5.05
4.00	8.50	3.12	5.32
5.00	8.02	2.94	5.17
6.00	7.66	2.83	5.00
7.00	7.67	2.85	4.97
8.00	4.83	1.27	4.91
9.00	7.42	2.47	5.39
10.00	8.22	2.87	5.49
11.00	7.63	2.71	5.19
12.00	8.58	3.26	5.16
13.00	6.72	2.42	4.79
14.00	5.85	2.15	4.39

15.00	5.71	2.39	3.82
16.00	4.32	1.94	3.23
17.00	3.92	1.67	3.30
18.00	5.82	2.65	3.47
19.00	5.17	2.42	3.22
20.00	4.30	2.13	2.88
21.00	3.87	2.04	2.60
22.00	3.61	1.91	2.57
23.00	4.38	2.07	3.07
24.00	3.91	1.29	3.97
25.00	6.21	2.24	4.59
26.00	5.43	1.68	4.79
27.00	6.29	2.18	4.78
28.00	9.09	4.00	4.36
29.00	6.36	2.90	3.58
30.00	5.35	3.07	2.27

Suma de delta-E's Suma de delta-T's
 1.358486E-05 -1..639328E-07

Revisión de fuerzas de equilibrio

A) dE/dx

B) signs-signn(db/dx)-Wgt*a/g-Fx/dx

C) dT/dx

D) Wgt-Fz/dx+signn+signs(db/dx)

Dovela	A)	B)	C)	D)
1.00	-1.72	-1.72	.42	.42
2.00	-2.66	-2.66	2.35	2.35
3.00	-3.49	-3.49	1.74	1.74
4.00	-.63	-.63	-1.30	-1.30
5.00	.78	.78	-.47	-.47
6.00	.31	.31	-.52	-.52
7.00	2.17	2.17	.10	.10
8.00	-2.72	-2.72	2.05	2.05
9.00	-1.30	-1.30	-.77	-.77
10.00	-.06	-.06	-.19	-.19
11.00	-.76	-.76	.48	.48
12.00	.48	.48	-.33	-.33
13.00	.44	.44	-.06	-.06
14.00	.02	.02	.21	.21
15.00	.69	.69	-.34	-.34
16.00	.51	.51	.34	.34
17.00	-.78	-.78	.42	.42
18.00	.54	.54	-1.15	-1.15
19.00	1.19	1.19	-.46	-.46
20.00	.74	.74	-.17	-.17
21.00	.89	.89	-.03	-.03
22.00	.06	.06	-.17	-.17
23.00	.62	.62	.02	.02
24.00	-2.08	-2.08	1.26	1.26
25.00	-.77	-.77	-.17	-.17
26.00	-1.34	-1.34	1.06	1.06
27.00	-1.63	-1.63	-.07	-.07
28.00	4.00	4.00	-2.11	-2.11
29.00	2.90	2.90	-.57	-.57
30.00	3.07	3.07	-1.31	-1.31

Derivadas en los nodos

Nodo	dE/dx	dht/dx	db/dx
2.00	-2.66	.13	-.94
3.00	-3.49	.04	-1.01
4.00	-.63	.03	-.74
5.00	.78	-.01	-.35
6.00	.31	-.02	-.30
7.00	2.17	.00	-.21

8.00	-2.72	-.01	-.45
9.00	-1.30	.00	-.67
10.00	-.06	.01	-.43
11.00	-.76	.02	-.41
12.00	.48	.00	-.39
13.00	.44	-.04	-.31
14.00	.02	-.04	-.33
15.00	.69	-.06	-.33
16.00	.51	-.06	-.31
17.00	-.78	.01	-.48
18.00	.54	.02	-.49
19.00	1.19	-.03	-.30
20.00	.74	-.03	-.28
21.00	.89	-.03	-.31
22.00	.06	.00	-.41
23.00	.62	.04	-.43
24.00	-2.08	.10	-.64
25.00	-.77	.08	-.69
26.00	-1.34	.02	-.52
27.00	-1.63	.01	-.58
28.00	4.00	-.04	-.31
29.00	2.90	-.09	.00
30.00	3.07	-.13	.00

donde cada una de las etiquetas que están al inicio de cada columna son:

X: distancia horizontal

s: Coordenada y de la superficie natural

b: Coordenada y de la superficie de falla

H : Altura de la dovela sobre la superficie de falla

psi: Tirante del agua sobre la superficie de falla

c: Cohesión del suelo

Phi: ángulo de fricción interna en grados

Wv: carga vertical

ps: Tirante medio sobre la superficie de falla

Z: Promedio Z

db/dxsf: pendiente media de la superficie de falla

ht: Altura de la línea de tensión

P: Fuerzas de filtración

E: Fuerza horizontal (normal)

T: Fuerza vertical (cortante)

signn: Esfuerzo normal, N

signs: Esfuerzo cortante, C

Wgt: peso de la dovela

Pa: Presión de poro media

Wh: Carga horizontal

ax/g: acceleration horizontal/acceleration de la gravedad

HRh: Altura de la resultante horizontal de las fuerzas de cuerpo

Prof: Z o altura media de cada dovela

ANEXO B

**DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL FS Y PROCEDIMIENTO
DE USO DEL MÉTODO DE JANBU (1973)**

ANEXO B

DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL FS Y PROCEDIMIENTO DE USO DE LAS ECUACIONES DE JANBU (1973)

B.1 DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN PARA OBTENER EL FS

La deducción de la fórmula para obtener la expresión del FS, se realiza a partir de las ecs. (2.2) a (2.6) y (2.8), y considerando apropiadamente las fuerzas de frontera sobre las dovelas externas para cumplir con el equilibrio de fuerzas y momentos. A continuación se muestra el procedimiento para obtener dicha expresión:

La ec. de Terzaghi (2.2) para suelo cohesivos friccionantes se puede deducir de la Fig. 1.4b; ésta es:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.2)$$

La ec. (2.3) se deduce a partir del equilibrio de fuerzas con las ecs. (2.5), (2.6) y (2.7) verticales, esta es:

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha \quad (2.3)$$

donde

$$t = \frac{dT}{dx} \quad (2.5)$$

$$T = -E \tan \alpha_i + h_i \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \quad (2.6)$$

$$p = \gamma z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} \quad (2.7)$$

La ec. (2.4) combina las fuerzas verticales y las horizontales en cada dovela; ésta es:

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (2.4)$$

y la ec. (2.8) representa el equilibrio horizontal, que es:

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a \quad (2.8)$$

Como primer paso se inserta la ec. (2.4) en la (2.8), obteniendo:

$$E_a - E_b = \sum_a^b [\Delta Q + (p + t)\Delta x \tan \alpha + F_{fH}] - \sum_a^b \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (\text{B-1})$$

Se sustituye $\tau = \frac{\tau_f}{FS}$ en la ec. (B-1) y se despeja FS, como se muestra a continuación:

Primero se sustituye $\tau = \frac{\tau_f}{FS}$:

$$E_a - E_b = \sum_a^b [\Delta Q + (p + t)\Delta x \tan \alpha] - \sum_a^b \frac{\tau_f}{FS} \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)$$

posteriormente del segundo miembro de la ecuación se pasa sumando $\sum_a^b \frac{\tau_f}{FS} \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)$ al primer miembro y el primer miembro restando a lo que queda del segundo miembro:

$$\sum_a^b \frac{\tau_f}{FS} \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) = \sum_a^b [\Delta Q + (p + t)\Delta x \tan \alpha] - (E_a - E_b)$$

se multiplican ambos miembros por FS, quedando:

$$\sum_a^b \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) = FS \sum_a^b [\Delta Q + (p + t)\Delta x \tan \alpha] - (E_a - E_b)$$

finalmente se despeja el FS:

$$FS = \frac{\sum_a^b \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)}{E_a - E_b + \sum_a^b [\Delta Q + (p + t)\Delta x \tan \alpha]} \quad (\text{B-2})$$

Para $\phi'=0$ el valor del esfuerzo cortante $\tau_f = c = s_u$ en unidades de presión y el FS se conoce con la ec. (B-2), por lo tanto el único valor desconocido es el t, el cual se obtiene por tanteos con la ec. 2.6:

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx}$$

No obstante, para el caso general cuando $\phi' > 0$ se deriva una ecuación del esfuerzo cortante τ_f al sustituir la ec. (2.3)

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha$$

en la expresión general del esfuerzo cortante:

$$\tau_f = c' + [p + t - u - \tau \tan \alpha] \tan \phi' \quad (\text{B-3})$$

Se sustituye $\tau = \frac{\tau_f}{FS}$, resolviendo para τ_f , se llega a la expresión:

$$\tau_f = \frac{c' + [p + t - \tau - u] \tan \phi'}{1 + \left(\frac{1}{FS}\right) \tan \phi' \tan \alpha} \quad (\text{B-4})$$

La fórmula general para obtener el FS se obtiene al insertar la ec. (B.4) en la ec. (B-2). Por simplicidad se pueden introducir los términos abreviados A y B:

$$A = \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (\text{B-5})$$

y

$$B = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha \quad (\text{B-6})$$

en la ec. (B-2) la fórmula para el FS se reduce a la ec. (2.9):

$$FS = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B} \quad (2.9)$$

B.2 PROCEDIMIENTO DE USO DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES DE JANBU (1973)

A continuación se expone a partir de las ecs. (2.2) a (2.15) el procedimiento que se siguió para crear el programa JanbuNR una vez que se ha dividido en dovelas la ladera por estudiar. Cabe mencionar que dicho procedimiento es susceptible de procesar en la hoja de cálculo *EXCEL*, aunque desde luego implica trabajo manual principalmente en la recurrencia de la serie de iteraciones para conocer el factor de seguridad.

Como se entenderá, en las expresiones en las que interviene i para el cálculo de FS, ésta varía de 1 hasta el número de dovelas n .

El cálculo del esfuerzo actuante en la base de cada dovela B_{oi} , para $t=0$ se obtiene con la ecuación (2.10), quedando:

$$B_{oi} = p_i \Delta x_i \tan \alpha_i.$$

y se obtiene la ΣB_{oi} .

El siguiente cálculo es el de A'_o para $t=0$, con la ecuación (2.13), quedando:

$$A'_{oi} = [c'_i + (p_i - (u_i + cF_{fvi}/\Delta x) \tan \phi'_i) \Delta x_i]$$

y se obtiene la $\Sigma A'_o$.

Se calcula FS_o'' , con la expresión:

$$FS_o'' = \Sigma A'_o / \Sigma B_o \quad (B-7)$$

A partir de la ecuación (2.14) o de la gráfica de la Fig. B.1, se obtienen para cada dovela los valores de $n_{\alpha i}$, sustituyendo los correspondientes $\tan \phi'$, FS'' y $\tan \alpha$.

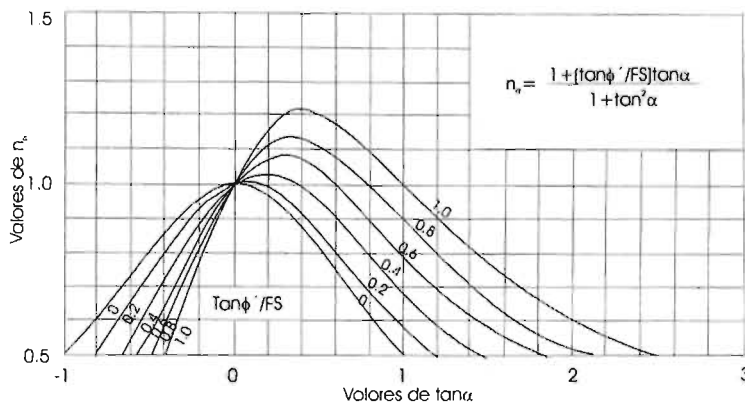


Figura B.1 Valores de n_{α} en función de $\tan \alpha$ y $\tan \phi'_o = \tan \phi' / FS$

El cálculo del esfuerzo resistente A_o , se hace con la ecuación (2.15):

$$A_{oi} = A'_{oi} / n_{\alpha i}$$

y se obtiene la ΣA_o .

Ahora se calcula FS_o' usando la expresión (B-7):

$$FS_o' = \Sigma A_o / \Sigma B_o$$

Con el valor de FS_o' se define el valor de ΔE_o , con la ecuación (2.4), quedando:

$$\Delta E_{oi} = B_{oi} - A_{oi} / FS'_{oi}$$

Se obtienen los esfuerzos horizontales E_o , en cada dovela con la expresión:

$$E_{0i+1} = E_{0i} + \Delta E_{0i} \quad (B-8)$$

Se calcula el FS_o con la ecuación (2.9):

$$FS_0 = \Sigma A_0 / (E_a - E_b + \Sigma B_0)$$

Comienza la primera iteración con el cálculo de T_1 :

Se inicia determinando la variación de E respecto a x para cada interfaz entre dovelas, dE/dx , con la expresión:

$$(dE/dx)_{i,i+1} = (\Delta E_i + \Delta E_{i+1}) / (\Delta x_i + \Delta x_{i+1}) \quad (B-9)$$

Se obtiene $\tan \alpha_i$ y se escribe la altura a la que se aplican los esfuerzos horizontales para cada dovela, h_i .

Se determina el esfuerzo vertical entre dovelas, T_1 , con la ecuación (2.6), quedando:

$$T_i = -E_i \tan \alpha_i + h_i (dE/dx)_i - (h_{wi}/2)$$

Se obtiene la variación del esfuerzo vertical entre dovelas, ΔT_1 , con la expresión:

$$\Delta T_i = T_{i+1} - T_i \quad (B-10)$$

Se calculan los valores de t_1 , con la ec. (2.6):

$$t_i = \Delta t_i / \Delta x_i$$

Cálculo del factor de seguridad para la primera iteración FS_1

Se calcula B_1 , con la expresión:

$$B_i = B_{oi} + \Delta T_{i+1} \tan \alpha_i \quad (B-11)$$

Se determina A_1' , con:

$$A_{1i}' = A'_{oi} + \Delta T_{i+1} \tan \phi'_i \quad (B-12)$$

Se calcula FS_1'' , con la expresión (B-7):

$$FS_1'' = \Sigma A_1' / \Sigma B_1$$

Se obtiene $n_{\alpha i}$, con la ecuación (2.14) o la Fig. B.1, y se calcula A_1 con la ecuación (2.15), quedando:

$$A_{1i} = A'_{1i} / n_{\alpha i}$$

y se obtiene la sumatoria ΣA_1 .

Se calcula FS_1' con la expresión (B-7)

$$FS_1' = \Sigma A_1 / \Sigma B_1$$

Se cuantifica ΔE , con la expresión (4.6):

$$\Delta E_1 = B_1 - A_1 / FS_1'$$

Se obtiene E_1 , con la expresión (4.7)

$$E_{1i+1} = E_{1i} + \Delta E_{1i}$$

Por último se calcula el FS_1 con la ecuación (2.9):

$$FS_1 = \Sigma A_1 / (E_a - E_b + \Sigma B_1)$$

Posteriormente se continua con la segunda y tercera iteración hasta que se repitan los valores del factor de seguridad o su diferencia sea menor al 5%.

El valor del esfuerzo cortante para cada dovela, τ , se calcula con la expresión:

$$\tau_i = A_i / [FS (1 + \tan^2 \alpha_i) \Delta x_i] \quad (4.15)$$

y el del esfuerzo normal para cada dovela, σ , con la expresión:

$$\sigma_i = p_i + t_i - \tau_i \tan \alpha_i \quad (4.16)$$

El procedimiento MGD antes descrito se puede procesar en la hoja de cálculo *EXCEL*, con el inconveniente de que en cada problema que se analice requiere un número de iteraciones diferente, y debe procesarse cada iteración hasta que los valores del factor de seguridad de las dos últimas se repitan.

ANEXO C

**EMPLEO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO PANDA
EN EL DESLIZAMIENTO LA AURORA Y USO DE
LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN EN LAS
ECUACIONES DEL MGD**

ANEXO C

EMPLEO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO PANDA EN EL DESLIZAMIENTO LA AURORA Y FUERZAS DE FILTRACIÓN EN LAS ECUACIONES DEL MGD

C.1 EMPLEO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO PANDA EN EL DESLIZAMIENTO LA AURORA

El Penetrómetro Dinámico PANDA fue usado para realizar pruebas de resistencia a la penetración desde la superficie de falla del deslizamiento La Aurora hasta 3.5 m. de profundidad, sobre el eje longitudinal en la zona comprendida entre las referencias E y F de la Fig. 3.3 (sondeo 1), y en un punto entre los ejes E y F desde la superficie no fallada del flanco derecho hasta 6 m de profundidad, Fig. 3.4 (sondeo 2), del deslizamiento La Aurora. Con la prueba efectuada sobre el flanco derecho a 6 metros de profundidad con punta recuperable se puede observar, de acuerdo con el cambio de resistencia, que la profundidad de la posible superficie de falla se encuentra a cinco metros de la superficie no fallada, como se muestra e indica con una flecha en la Fig. C.1.

En la Fig. C.2 se muestra que si se grafican los resultados a partir de los cinco metros de profundidad, el comportamiento de la gráfica es prácticamente la misma a la de la figura C.1. Es importante mencionar que con los trabajos que se realizaron para estimar la superficie natural del deslizamiento antes de la falla, en la zona en que se realizó la prueba con el cono dinámico se obtuvo una profundidad media de cinco metros como se explicó en el inciso 3.3.

Es evidente que el Penetrómetro Dinámico es una herramienta útil para poder aproximarse a encontrar superficies de falla de forma irregular como es el caso del deslizamiento La Aurora, por lo que realizar una investigación utilizando el Penetrómetro Dinámico nos podría llevar a escoger la superficie de falla que nos proporcione el factor de seguridad desde el primer tanteo en un análisis de estabilidad de laderas.

Debido a lo anterior y a que el programa Janbu NR para el análisis de inestabilidad de laderas con superficie irregular de falla, no tiene un proceso iterativo para encontrar la superficie de falla crítica, su empleo en conjunto con el Penetrómetro Dinámico ayudaría a encontrarla, ahorrando principalmente tiempo por tratarse de superficies con forma irregular.

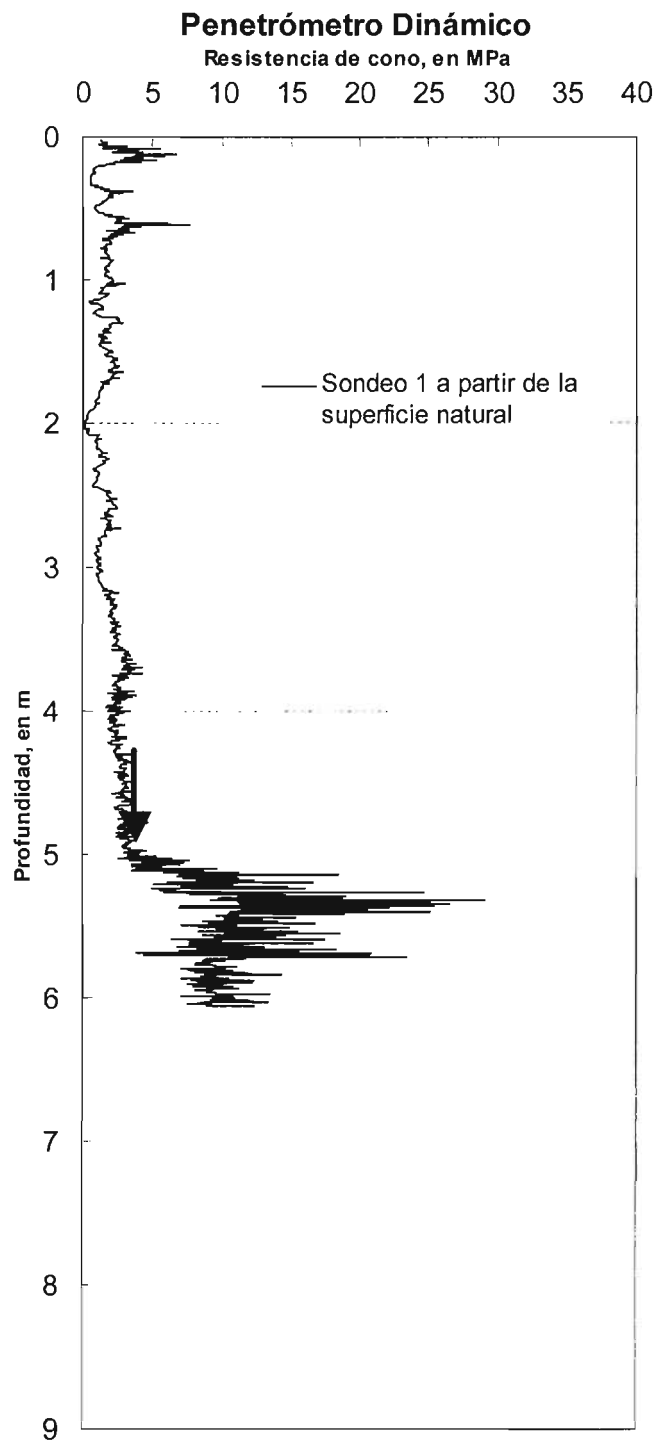


Figura C.1 Sondeo con Penetrómetro Dinámico sobre la superficie natural del flanco derecho del deslizamiento La Aurora .

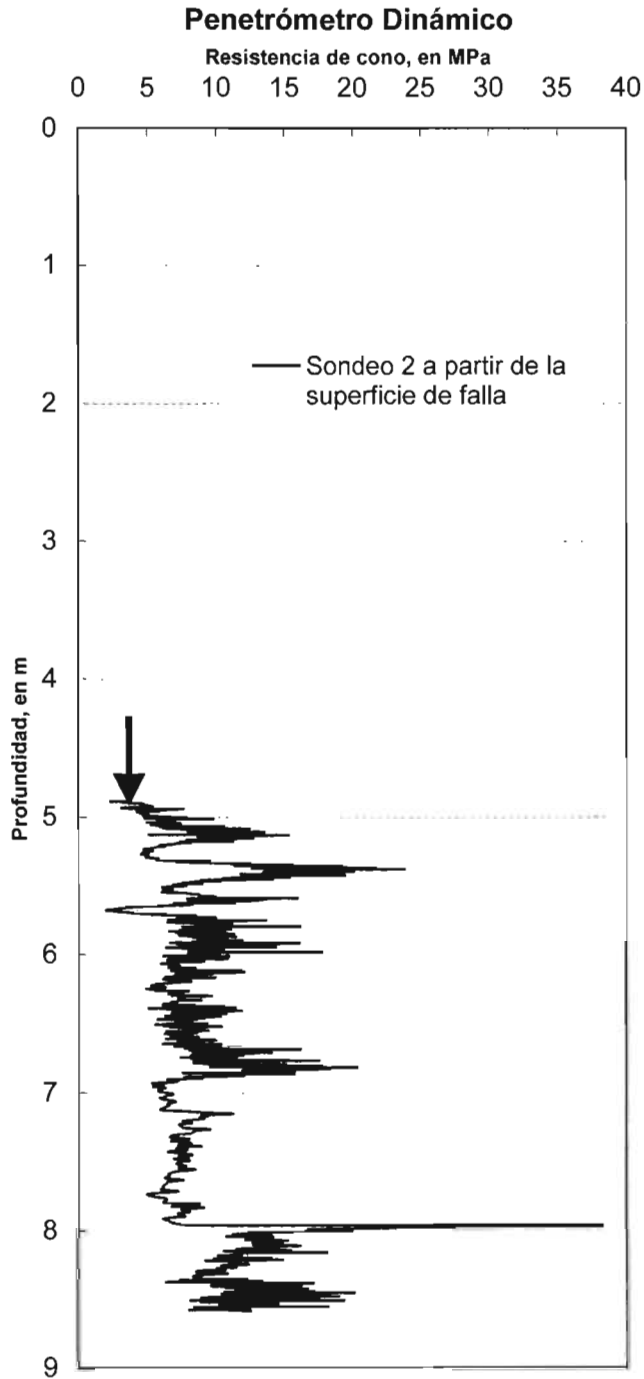


Figura C.2 Sondeo con Penetrómetro Dinámico (PANDA) sobre la superficie de falla del deslizamiento La Aurora.

C.2 USO DE LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN EN LAS ECUACIONES DEL MGD

Como ya se mencionó en el inciso 4.2.3 el problema de inestabilidad de laderas se puede resolver con la combinación de las fuerzas de filtración, F_f , y del peso volumétrico sumergido, γ_s , de un elemento de suelo, ó considerando su peso volumétrico total, γ_t , y las presiones de poro hidrodinámicas en sus fronteras.

Las repercusiones de las presiones hidrodinámicas en la inestabilidad de laderas dependen de la dirección del flujo, ya que pueden alterar el peso volumétrico sumergido del suelo; por ejemplo, si el agua fluye verticalmente hacia abajo aquel se incrementa en el valor de tal presión, si el agua fluye verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo que equivale a la disminución de su peso volumétrico (Juárez y Rico, 1972).

Los análisis de estabilidad que consideran las fuerzas de filtración se emplean para evaluar la estabilidad de los taludes principalmente en presas de materiales graduados en condiciones de vaciado rápido. Es importante resaltar que en una investigación efectuada por Foster y coautores (2002) encontraron que las fallas en presas por vaciado rápido son poco probables, ya que en sus resultados únicamente el 4% de las 11192 fallas ocurridas entre los años 1900 y 2000 se debieron a inestabilidades en los taludes, de las cuales algunas de ellas fueron en el momento del vaciado.

Considerando que en el problema de inestabilidad de laderas debido lluvias intensas se establece un flujo de agua que cumple con las hipótesis de la ecuación de continuidad, el cálculo de las fuerzas de filtración en sus análisis de estabilidad se determinan, no utilizando las secciones de una red de flujo sino la de la altura h_w de cada dovela comprendida entre la superficie de falla y la línea superior de flujo, como se muestra en la Fig. C.3.

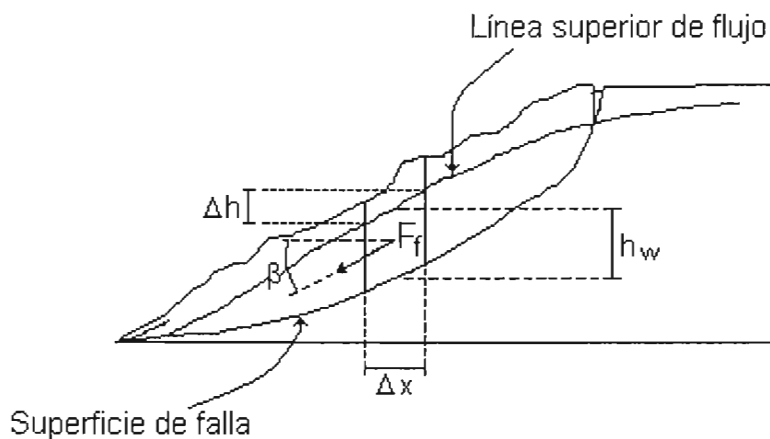


Figura C.3 Esquema donde se representa la fuerza de filtración en una dovela.

En la dovela de la Fig. C.3, la presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas del suelo hasta la altura del agua vale:

$$P_d = \Delta h \cdot \gamma_w \quad (C.1)$$

Pues la pérdida de carga Δh se transmite por viscosidad a las partículas del suelo. Esta presión produce un empuje hidrodinámico que es:

$$J = \Delta h \cdot \gamma_w \cdot h_w \quad (C.2)$$

Es común expresar esta fuerza por unidad de volumen, teniéndose entonces para la dovela considerada:

$$F_f = j = \frac{J}{h_w \cdot \Delta x} = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \cdot h_w}{h_w \cdot \Delta x} \quad (C.3)$$

o sea

$$j = \gamma_w \cdot i, \text{ en } (t/m^3) \quad (C.4)$$

Finalmente las fuerzas de filtración son, por tanto, fuerzas de masa o de volumen. Si cierta porción de suelo de volumen total V está sometida a un flujo uniforme (esto es, de gradiente i constante), la fuerza de filtración total es simplemente en la masa de cada dovela:

$$J = \gamma_w \cdot i \cdot V \quad (C.5)$$

La dirección de las fuerzas de filtración varía de acuerdo a la inclinación de la línea superior de flujo, y estará ubicada en el centro de gravedad de la zona comprendida entre la línea superior de flujo y la superficie de falla de cada dovela.

La expresión (C.5) se incluirá a continuación en las ecuaciones del método generalizado de las dovelas para revisar el deslizamiento de la colonia La Aurora considerando las fuerzas de filtración.

Con las mismas suposiciones de Janbu (1973), se dibuja el diagrama de fuerzas de la Fig. 2.2 agregando la fuerza de filtración, F_f , quedando la Fig. C.4.

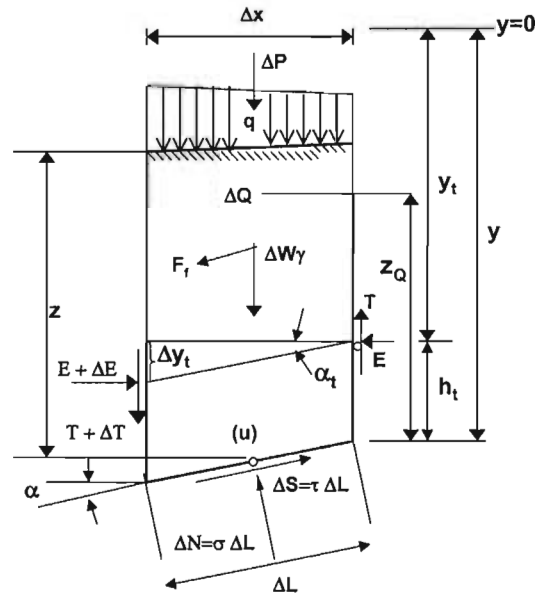


Figura C.4 Fuerzas actuantes en una dovela considerando la F_f

Para obtener la F_f se debe tener para cada dovela además de Δx

$\tan \beta =$ dirección de la línea superior de flujo

La distancia vertical del punto de aplicación, medida a partir de la superficie de falla para F_f , es $hw/2$.

Por lo tanto a las ecuaciones de Janbu (1973) se les agrega únicamente los términos de las fuerzas de filtración. A continuación se muestra que la ec. 2.4 que combina el equilibrio horizontal y vertical en cada dovela se suma la componente horizontal de la fuerza de filtración, F_{fH} , quedando la ec. C.6; a la ec. 2.5 que define el equilibrio de momentos se suma el momento debido a la F_{fH} , quedando la ec. C.7 y a la ec. 2.7 de la presión vertical total en la base de cada dovela se suma la componente vertical de las fuerzas de filtración, F_{fV} , quedando la ec. C.8.

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) + F_{fH} \quad (C.6)$$

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} - \frac{h_w}{2} \frac{F_{fH}}{dx} \quad (C.7)$$

$$p = \gamma z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{F_{fV}}{\Delta x} \quad (C.8)$$

Con las ecuaciones anteriores y las fuerzas de frontera apropiadas sobre las dovelas externas, también se debe cumplir el equilibrio de fuerzas y momentos de la ecuación 2.9.

$$FS = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B}$$

en donde B ahora se expresa con la ec. C.9 y no con la 2.10.

$$B = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha + F_{fH} \quad (C.9)$$

Una vez integradas las fuerzas de filtración en las ecuaciones del MGD propuesto por Janbu (1973), estas se usan con el peso volumétrico sumergido para analizar el deslizamiento de la colonia La Aurora en términos del factor de seguridad conforme aumenta el cociente de presión de poro, cuyos resultados se mostraron en la Fig. 4.5. En esta figura también se comparan dichos resultados con los obtenidos usando el MGD pero considerando el peso volumétrico total y las presiones de poro hidrodinámicas.