

# UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO INGENIERIA CIVIL

P. patrocinante: Carmen González Labbe.

P. comisión: Franco Benedetti L.

Gilda Espinoza V.

## **“Estado del arte de los métodos físicos para definir umbrales críticos por lluvia”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para  
obtener el Título de Ingeniero Civil

**CONSTANZA NICOLE TAPIA MORALES.**

Concepción, Enero del 2015

## 1 NOMENCLATURA

$\mu$  = Porosidad.

S o  $\psi$  = Succión capilar del frente húmedo.

$\tau$  = Resistencia al corte.

$\gamma_w$  = Unidad de peso del agua.

$c'$  = Cohesión efectiva.

C = cohesión total.

k = Permeabilidad del suelo.

$k_s$  = Permeabilidad saturada del suelo.

$z_w$  = Profundidad del frente húmedo desde la superficie del suelo.

T = Duración de precipitación.

I = Intensidad de precipitación.

$\alpha$  = Ángulo del talud.

Fs = Factor de seguridad.

$\sigma_n$  = Tensión normal.

$u_a$  = Presión de aire de poros.

$u_w$  = Presión de agua de poros.

$\Phi'$  = Ángulo de fricción.

$u_a - u_w$  = Succión matricial.

$\sigma_n - u_a$  = Tensión normal de red.

$\Theta$  = Contenido volumétrico de agua normalizada.

$\Theta_w$  = Contenido volumétrico de agua en cualquier succión matricial.

$\Theta_s$  = Contenido volumétrico de agua saturado.

$\Theta_r$  = Contenido volumétrico de agua residual.

$\Theta_a$  = Contenido volumétrico de agua después de la lluvia.

$\Theta_i$  = Contenido volumétrico de agua inicial.

f = Tasa de infiltración.

F = Infiltración acumulada.

$F_p$  = Infiltración acumulada en el momento de la encharcamiento superficie.

$t_p$  = Tiempo de la superficie de encharcamiento.

$z_p$  = Profundidad del frente húmedo en el momento de la encharcamiento superficie.

$P_a$  = Presión atmosférica.

FEA = Análisis de elementos finitos.

**Memoria dedicada a mis padres, abuelos y hermana**

Quiero agradecer a cada persona que estuvo conmigo en mi etapa de estudiante, brindándome buenos momentos, ayuda universitaria, apoyo psicológico y emocional. Haciendo hincapié en Carola, Jorge que me ayudaron a pasar esta etapa con éxito y a Gerold quien me apoyo y alentó a finalizar el periodo. También agradezco a los docentes de la facultad de ingeniería civil por entregarme los conocimientos necesarios, en especial a profesora Carmen González.

## RESUMEN

La inestabilidad de taludes ha atraído cada vez más atención en los últimos años alrededor del mundo. Las fallas inducidas por lluvias son las más frecuentes, debido que estas conducen al desarrollo de la elevación del nivel freático y la propagación del frente húmedo, resultando en un aumento de la presión de poros o en una reducción de la succión matricial en el suelo. Esto, a su vez, se traduce en una disminución de la resistencia al cizallamiento en la superficie de falla.

Con el fin de obtener información sobre los métodos creados para determinar los umbrales físicos en la predicción de un deslizamiento de una pendiente se realizó el estado del arte, identificando las variables críticas que afectan a la estabilidad. Se seleccionaron estudios realizados por L. Lee y otros 2009, L Lee 203, J Kim y otros 2004 y K Gavin-J xue 2007; estableciendo una propuesta de deslizamiento, cuyos modelos son capaces de reflejar las condiciones que se generan en el suelo cuando estos se exponen a una infiltración por lluvias.

**2 INDICE**

1	NOMENCLATURA.....	ii
2	INDICE.....	7
1	INTRODUCCIÓN.....	9
3	OBJETIVO GENERAL .....	10
3.1	Objetivos específico.....	10
4	ESTADO DEL ARTE DE LOS MÉTODOS FÍSICOS PARA LA PREDICCIÓN DE DESLIZAMIENTOS.....	11
5	OTROS MÉTODOS FÍSICOS PARA LA PREDICCIÓN DE DESLIZAMIENTOS .....	32
5.1	Estudios de estabilidad.....	32
5.2	Estudios de estabilidad considerando dos capas.....	33
5.3	Estudios de estabilidad considerando la influencia de grietas y fisuras. ....	34
5.4	Estudios de estabilidad considerando la compactación del talud. ....	35
6	VARIABLES CRÍTICAS A CONSIDERAR EN UNA PROPUESTA DE UMBRAL FÍSICO .....	36
7	DISCUSIÓN.....	38
8	CONCLUSIONES.....	39
9	FUTURAS LÍNES DE INVESTIGACIÓN .....	40
10	BIBLIOGRAFIA .....	41
11	ANEXO .....	1
11.1	ESTADO DEL ARTE.....	1
11.1.4	Pradel y Raad [1993][4] .....	1
11.1.5	[5]Ng y Q. Shi. ....	3
11.1.6	[6] Cho y Lee.....	11
11.1.7	[8] J. Kim, S. Jeong, S. Park, J. Sharma (2004). ....	20
11.1.8	K. Gavin y J. Xue.[11](2007).....	24

11.1.9	H. Yeh y otros (2006) [12] .....	24
11.1.10	[13] S. Cho (2009) .....	28
11.1.11	L. Lee y otros (2009) [14].....	37
11.1.12	[15] L. Lee y otros (2013).....	42
11.1.13	H. Runqiu y otros [15] (2007) .....	47
11.1.14	S. JianPing y otros, 2009 .....	51
11.1.15	[22] I. Egeli y otros (2011) .....	54
11.1.16	W. Taek Oh y otros (2010) .....	58



## 1 INTRODUCCIÓN

Parte fundamental de la ingeniería civil geotécnica es realizar obras utilizando el suelo en forma de taludes o laderas, como es el caso de terraplenes o cortes en caminos, presas de tierra, canales, etc. Por lo que es de suma importancia estudiar la estabilidad del talud, debido que un mal cálculo de este puede provocar un colapso en la obra, ocasionando deslizamientos de suelo que provocan una gran amenaza para la población y generan millonarias pérdidas económicas. Especialmente para regiones que poseen áreas montañosas inestables y zonas tropicales debido a sus características fisiográficas y actividades antrópicas, aumentan la susceptibilidad a desarrollar este tipo de proceso, como es el caso de las zonas cordilleranas del país.

A lo largo de la historia, se han registrado numerosas catástrofes relacionadas con los movimientos de masa constituyendo una de las causas más frecuentes de desastres alrededor del mundo, como también es producida por intervención del hombre al realizar trabajos en terrenos inadecuados cuyas infiltraciones hacen fallar las obras. Para abordar el tema se ha recopilado información de diferentes autores de notoriedad mundial que han trabajado durante años sobre las diferentes formas de avanzar en este campo. Identificando las variables que modifican externa e internamente al talud y los medios de predicción de los deslizamientos que son principalmente umbrales físicos y empíricos, combinados con el propósito de monitoreo de lluvias en tiempo real como parte integral y fundamental de los sistemas de alerta temprana.

Los umbrales empíricos o estadísticos están basados en datos históricos de lluvia y de movimientos en masa, éstos correlacionan la ocurrencia del evento con la intensidad, la duración y la acumulación de la lluvia (Terlien, 1998). Mientras tanto, los umbrales físicos o conceptuales están basados en modelos matemáticos que tienen en cuenta las características hidrológicas y geotécnicas de los suelos donde ocurren estos procesos (Aleotti, 2004).

Este estudio se enfocará en observar los análisis de estabilidad de taludes basándose en umbrales físicos, para suelos que se encuentren en estado saturado o no saturado, mediante observaciones de elementos finitos y empleando el método de equilibrio límite basado en el criterio de falla de Mohr Coulomb que determina el factor de seguridad de la pendiente y estima las variables críticas que están provocando la falla.

Finalmente se determinarán los métodos que se puedan emplear en una propuesta de procedimientos a realizar para determinar el umbral físico en la predicción de un deslizamiento para el batolito costero situado en los suelos de Concepción.

### **3 OBJETIVO GENERAL**

- Desarrollar estado del arte de los umbrales críticos por precipitación.

#### **3.1 Objetivos específico**

- Seleccionar el o los métodos físicos que definen umbrales críticos por lluvia, para adaptarlos y realizar una propuesta de predicción de un deslizamiento en la provincia de concepción.
- Identificar variables críticas a considerar en una propuesta de umbral físico.

#### **4 ESTADO DEL ARTE DE LOS MÉTODOS FÍSICOS PARA LA PREDICCIÓN DE DESLIZAMIENTOS.**

Se ha definido el término umbral como el nivel mínimo o máximo de alguna cantidad a partir de la cual un proceso ocurre. El umbral mínimo corresponde al valor inferior por debajo el cual un proceso no se produce. Un umbral máximo representa el nivel por encima del cual un proceso siempre se produce. En ese orden de ideas, para el caso de los umbrales de lluvia definidos para el pronóstico de movimientos en masa; el umbral mínimo corresponde al valor inferior por el cual no se registran movimientos, en tanto el umbral máximo corresponde al umbral de lluvia sobre el cual los movimientos en masa siempre ocurren [E. Aristizábal, 2010].

Los umbrales pueden ser de dos tipos:

- Umbrales empíricos o estadísticos, basados en datos históricos de lluvia y de movimientos de masa, correlacionando la ocurrencia del evento con la intensidad, duración y acumulación de lluvia.
- Umbrales físicos o conceptuales, basados en modelos matemáticos que tienen en cuenta las características hidrológicas y geotécnicas de los suelos donde ocurren procesos, relacionan lluvias, infiltración, presiones de poros y estabilidad de taludes; para desarrollar este tipo de umbrales se requiere información hidrológica, litológica, morfológica y las características de los suelos que controlan la activación de los movimientos en masa (Aleotti, 2004; Suarez, 2008). Cuando se dispone de un registro histórico de buena calidad de lluvia y movimientos de masas, se puede optar preferiblemente por métodos empíricos; de lo contrario, cuando la información es restringida o escasa, los modelos físicos son más recomendables (Terlien, 1998). Además los modelos físicos proporcionan información sobre la distribución espacial de la amenaza por movimientos en masa, a diferencia de los modelos empíricos, que solamente brindan información de la distribución temporal de los movimientos en masa.

La combinación de los modelos empíricos y modelos físicos permiten una adecuada caracterización de la amenaza en términos de ocurrencia en tiempo y espacio [E. Aristizábal, julio 2011].

La idea de realizar un estado del arte de los métodos físicos en la predicción de deslizamientos es poder determinar el estudio que puede ser utilizado en una propuesta de estabilidad para los suelos de concepción.

Se seleccionó los siguientes métodos de acuerdo al tipo de suelo en que desarrollaban los estudios, presentando concordancia con los de la zona de Concepción y poniendo énfasis en las variables críticas a consideradas en la propuesta de estudio.

a) Pradel y Raad, 1993, [11.1.4, anexo]

Modelos conceptuales que expliquen la respuesta hidrológica para la iniciación de flujos son diversos y se han planteado desde hace varias décadas. Unos de los primeros modelos hidrológicos creado para determinar un umbral físico en la predicción de un deslizamiento, fue propuesto por Pradel y Raad (1993), desarrollaron un método basado en el modelo de infiltración realizado por Brakensiek (1977)[11.1.4.1] el cual utilizo como referencia el modelo de Green-Ampt para estimar las posibilidades de falla de una ladera bajo prolongadas lluvias, el cual tiene en cuenta la intensidad y duración de las lluvias para varios periodos de retornos. El método requiere que se cumplan dos condiciones mínimas para el logro de la saturación [Figura 4.1]:

1. Las precipitaciones deberán ser suficientemente intensas para ser mayor que la capacidad de infiltración del suelo.
2. La duración de la precipitación deberá ser mayor que el tiempo crítico necesario para saturar el suelo a una profundidad crítica  $z_w$ .

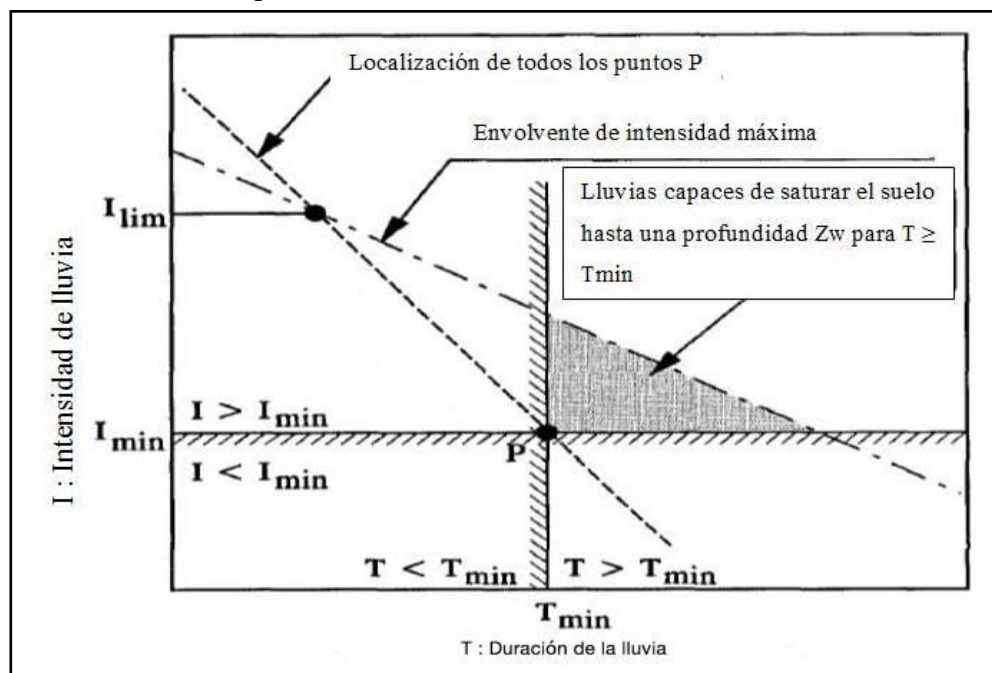


Figura 4.1: Intensidades de lluvia capaz de crear condiciones saturadas hasta Profundidad  $z_w$ . [Pradel y Raad, 1993]

El análisis de los requisitos mínimos de saturación y de las intensidades de precipitación en distintos lugares del sur de California, dio lugar a los umbrales de permeabilidades. Fue

interesante observar que a medida que la permeabilidad  $k_{lim}$  disminuye, el periodo de retorno de una lluvia necesaria para la saturación decrece, desarrollando una mayor profundidad de saturación.

Con lo anterior podemos concluir que suelos provenientes de concepción (limos y arcilla), serían más propensos a desarrollar inestabilidad superficial.

b) L. Lee y otros, 2009 [11.1.11, anexo]

L. Lee y otros (2009), desarrollaron una metodología denominada PERISI (Evaluación Preliminar de Inestabilidad de Taludes Inducida por Lluvia), puede ser empleada en las pendientes de concepción involucrando un análisis estadístico de lluvia y las propiedades intrínsecas de suelos parcialmente saturados.

La mencionada metodología es comparada con modelaciones realizadas con software de infiltración y estabilidad de taludes, involucrando los mismos parámetros del suelo y las mismas condiciones de lluvia.

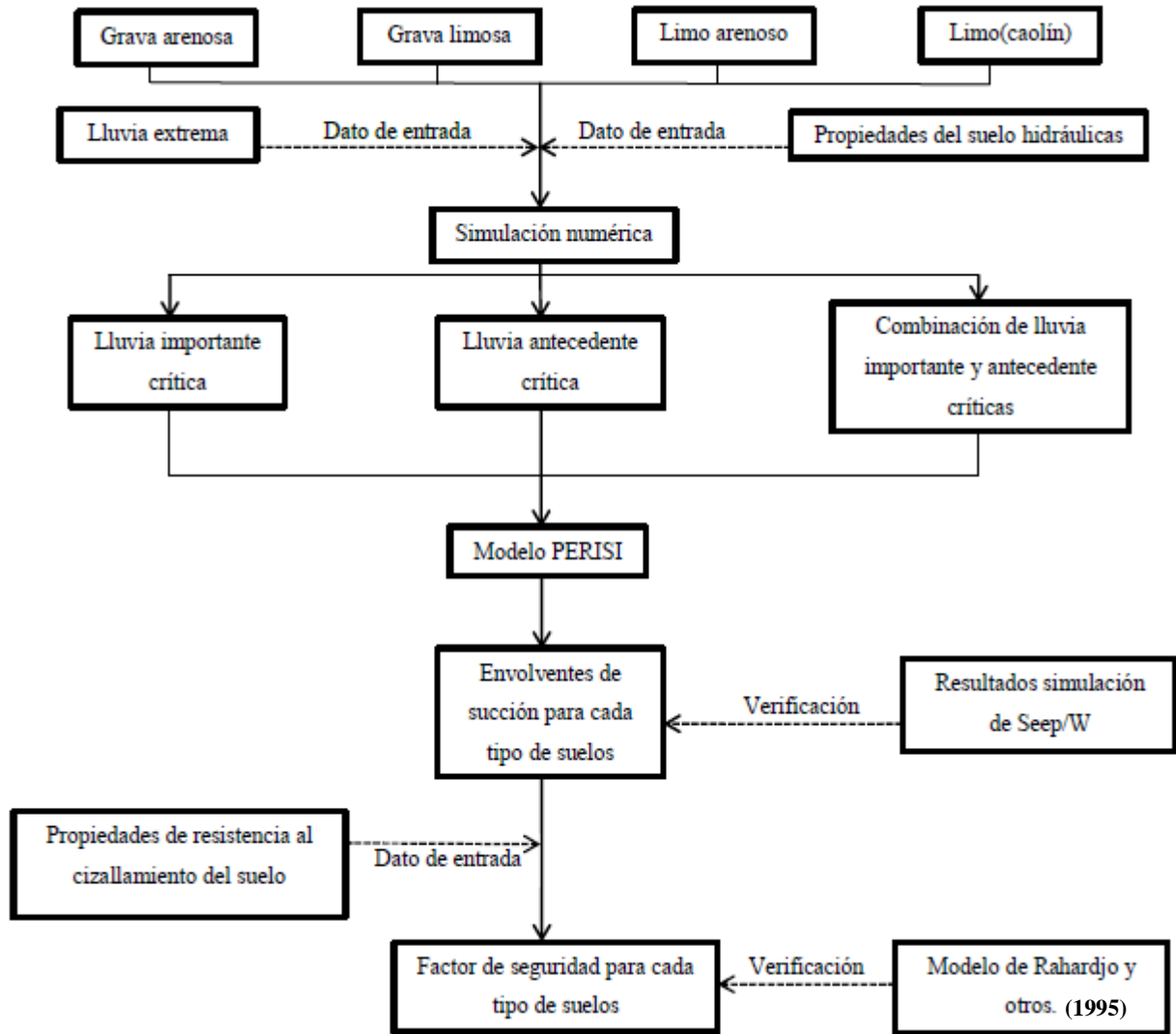


Figura 4.2: Esquema del estudio. [L. Lee y otros, 2009]

Como se aprecia en la Figura 5.2, los patrones de lluvia considerados en este estudio consistieron en lluvias críticas, la precipitación antecedente, y la combinación de lluvia antecedente y críticas. La precipitación crítica se define como la lluvia intensa con una duración de menos de 1 día, mientras que la precipitación antecedente es la precipitación con una duración más larga (es decir de 1 día a 30 días). Para la combinación de lluvia antecedente y crítica, una baja precipitación antecedente se aplicó antes de una precipitación crítica.

Se consideraron cuatro tipos de suelo en este estudio, arena-grava, grava limosa, limo arenoso y limo (caolín).

Las propiedades físicas del suelo se obtuvieron a través de una serie de pruebas de laboratorio, en la tabla 11.11 [anexo].

Utilizando Seep/W (GeoSlope International Ltd, 2004) y Slope/W, se realizó el análisis de la infiltración transitoria y la estabilidad del talud, respectivamente (Figura 11.37) [anexo]. Se realizó un modelo de pendiente típica de malasia, con 20 m de longitud y con 21° de inclinación. Los bordes izquierdo y derecho por encima de la capa freática se especificaron sin flujo. El lecho de roca impermeable se encuentra situado a 22 m de la superficie del suelo y a 20 m se encuentra el nivel freático. Sobre la base de las mediciones de campo de succión, los valores límite para la succión inicial en la arena-grava, grava limosa, limo arenoso y limo (caolín) son aproximadamente 10 kPa, 23 kPa, 30 kPa y 50 kPa, respectivamente (Gofar et al., 2007).

La siguiente tabla muestra la distribución de succión crítica, valor más bajo de succión con la mayor propagación del frente húmedo, por lo tanto, contribuye al menor factor de seguridad en cualquier profundidad.

*Tabla 4.1: Características de las principales precipitaciones aplicadas en el estudio. [L. Lee y otros, 2009]*

Lluvia crítica	Intensidad de lluvia(m/s)	Duración de lluvia t(h)	Relación de la intensidad de la precipitación al suelo saturado permeabilidad, (I/k <sub>sat</sub> )			
			Grava-arena K <sub>s</sub> =3.44x10 <sup>-4</sup> m/s	Grava-limo K <sub>s</sub> =3.68x10 <sup>-6</sup> m/s	Limo-arena K <sub>s</sub> =5x10 <sup>-7</sup> m/s	Limo K <sub>s</sub> =6.78x10 <sup>-8</sup> m/s
I <sub>1-h</sub>	2.46x10 <sup>-5</sup>	1	0.071	6.676	49.133	362.335
I <sub>2-h</sub>	1.51x10 <sup>-5</sup>	2	0.044	4.11	30.247	223.058
I <sub>4-h</sub>	9.02x10 <sup>-6</sup>	4	0.026	2.45	18.031	132.972
I <sub>8-h</sub>	5.42x10 <sup>-6</sup>	8	0.016	1.473	10.844	79.969
I <sub>16-h</sub>	3.43x10 <sup>-6</sup>	16	0.01	0.931	6.854	50.547
I <sub>24-h</sub>	2.53x10 <sup>-6</sup>	24	0.007	0.687	5.056	37.283

Sin embargo, es imposible obtener dicha distribución de succión de un solo patrón de precipitación debido a que la precipitación corta e intensa contribuye a un valor mínimo de succión, mientras que las largas y menos intensas resultan en un frente de humectación profundo, como se observa en la Figura 11.38 [anexo]. Por lo tanto, dos patrones de lluvia se deben considerar para formar la envolvente de succión. En cuanto a la profundidad del frente de humectación, la precipitación de 1-día es el patrón de lluvias más crítico para todos los tipos de suelo.

El análisis precedente muestra que la relación de intensidad de lluvia (I) a la permeabilidad del suelo saturado (K<sub>sat</sub>) (es decir, I / K<sub>sat</sub>) juega un papel decisivo en la determinación de la precipitación crítica que contribuye al valor mínimo de succión.

Las condiciones para determinar la precipitación crítica que contribuye al valor más bajo de succión se resumen de la siguiente manera:

- i) Si  $I_{1-h}/k_{sat} < 1$ , la precipitación extrema de 1 hora será la precipitación crítica.
- ii) Si  $I_{1-día}/k_{sat} < 1 < I_{1-h}/k_{sat}$ , la precipitación extrema con intensidad igual a la  $K_{sat}$  será la precipitación crítica.
- iii) Si  $I_{1-día}/k_{sat} > 1$ , la precipitación extrema 1-día será la precipitación crítica.

Las distribuciones de succión como el resultado de las lluvias antecedentes extremas de 1, 2, 3, 5, 7, 14 y 30 días en Johor Bahru se muestran en la Figura 11.39 [anexo]. Las características de cada lluvia antecedente se tabulan en la Tabla 4.2, similar al caso de mayor pluviosidad. Las distribuciones de succión en el suelo se vieron afectadas tanto por la intensidad de las precipitaciones y la duración. Dado que las variaciones en el frente húmedo eran relativamente grandes sobre la duración de la lluvia aplicada (desde 1 día hasta 30 días), era imposible formar la envolvente de succión de sólo dos patrones de lluvia. Por lo tanto, la precipitación antecedente de varias duraciones debe ser considerada para formar la envolvente de succión si el plano de deslizamiento potencial de la pendiente era desconocido.

Tabla 4.2: Características de las precipitaciones antecedentes aplicadas en el estudio. [L. Lee y otros, 2009]

Lluvia crítica	Intensidad de lluvia(m/s)	Duración de lluvia t(h)	Relación de la intensidad de la precipitación al suelo saturado permeabilidad, (I/k <sub>sat</sub> )			
			Grava-arena K <sub>s</sub> =3.44x10 <sup>-4</sup> m/s	Grava-limo K <sub>s</sub> =3.68x10 <sup>-6</sup> m/s	Limo-arena K <sub>s</sub> =5x10 <sup>-7</sup> m/s	Limo K <sub>s</sub> =6.78x10 <sup>-8</sup> m/s
I <sub>1-día</sub>	2.53x10 <sup>-5</sup>	1	0.007	0.687	5.056	37.283
I <sub>2-días</sub>	1.46x10 <sup>-5</sup>	2	0.004	0.398	2.926	21.578
I <sub>3-días</sub>	1.11x10 <sup>-6</sup>	3	0.003	0.301	2.214	16.324
I <sub>5-días</sub>	7.78x10 <sup>-7</sup>	5	0.002	0.211	1.556	11.474
I <sub>7-días</sub>	6.08x10 <sup>-7</sup>	7	0.002	0.165	1.217	8.975
I <sub>14-días</sub>	3.74x10 <sup>-7</sup>	14	0.001	0.102	0.749	5.522
I <sub>30-días</sub>	2.50x10 <sup>-7</sup>	30	0.001	0.068	0.499	3.680

Se encontró que el efecto de la precipitación antecedente en las distribuciones de succión de diferentes tipos de suelo también estaba dominada por la relación  $I / K_{sat}$ . Para suelos de arena - grava y grava-limosa con la intensidad de la precipitación antecedente ( entre I<sub>30 - día</sub> e I<sub>1 - día</sub> ) de ser siempre más baja que la permeabilidad saturada de suelo , la precipitación antecedente con la



duración más corta será la precipitación crítica si el agua infiltrada es capaz de avanzar al plano de deslizamiento que se trate. En cuanto a los limo (caolín) con la intensidad de la precipitación antecedente (entre  $I_{30 \text{ - día}}$  e  $I_{1 \text{ - día}}$ ) de ser siempre mayor que la permeabilidad saturada de suelo, una precipitación de 30 días se debe aplicar a una pendiente limosa con una intensidad igual a su permeabilidad saturada para determinar la envolvente de peor distribución de succión.

El modelo de infiltración idealizado descrito en el anexo [11.1.11], se utiliza para explicar con más detalle el mecanismo de la infiltración de lluvia debido a diversas intensidades y duraciones de estas.

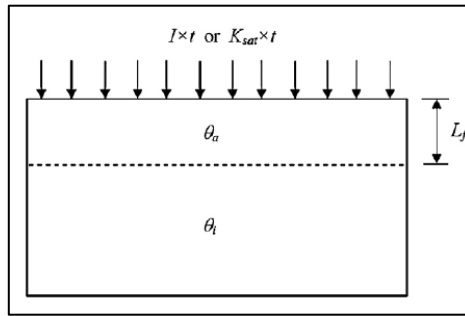


Figura 4.3: Un modelo de infiltración idealizada. [L. Lee y otros, 2009].

$$L_F = \frac{I X t}{(\theta_a - \theta_i)} \quad \text{para } I/k_{sat} < 1 \quad (1)$$

$$L_F = \frac{k_{sat} X t}{\cos \beta (\theta_a - \theta_i)} \quad \text{para } I/k_{sat} > 1 \quad (2)$$

El mecanismo de variación de succión como resultado de la combinación de la precipitación antecedente y la precipitación crítica puede ser explicado como:

- (i) La precipitación antecedente proporciona una condición inicial de humedad en el suelo, por lo tanto,
- (ii) La mayor precipitación causaría una propagación más profunda del frente húmedo; por lo tanto, produce una mala distribución de succión.

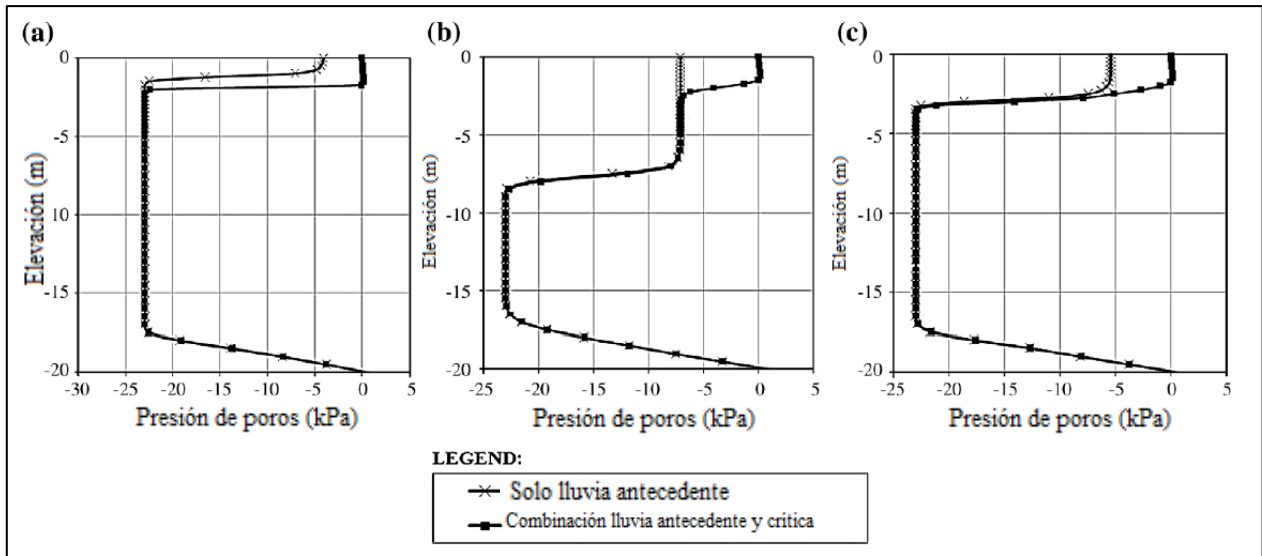


Figura 4.4: Distribuciones de succión típicas para determinar la profundidad frente húmedo como resultado de la precipitación antecedente (a) menos profundo que la precipitaciones principal, (b) más profunda que la precipitación principal, y (c) idéntica a la precipitación principal. [L. Lee y otros, 2009].

En la figura 5.4. se puede apreciar la típica distribución de succión que resultó de la combinación de la precipitación crítica y la antecedente, esta se puede clasificar en 3 grupos. La distribución de succión en la Figura 4.4 (c) entregó el frente de humectación profundo con el valor de succión mínimo para todo el frente de humectación. En este caso, la precipitación antecedente anterior a la precipitación crítica ha causado un frente de humectación a cierta profundidad y la aplicación de la precipitación mayor reduciría el valor mínimo de succión de todo el frente de humectación a un valor correspondiente a su intensidad. La duración crítica correspondiente a esta distribución de succión se puede determinar analíticamente (anexo), mediante la resolución de la ecuación por ensayo y error.

El modelo PERISI, fue desarrollado mediante la utilización del concepto de las lluvias extremas y las relaciones únicas entre las características extremas de precipitación, conductividad hidráulica, succión y el contenido de agua del suelo no saturado, para evaluar la envolvente de succión y el factor de seguridad del talud del suelo. La envolvente de succión se forma a partir de las distribuciones de succión como el resultado de nueve patrones de lluvia (1, 2, 3, 5, 7, 14 y lluvias antecedentes de 30 días, dos combinaciones críticas de precipitaciones antecedente y críticas precipitaciones), así como el peor patrón de redistribución de succión. Además, las propiedades de la geometría de la pendiente y de resistencia al corte de los suelos también se tuvieron en cuenta en el análisis, ya que estos parámetros son los factores contribuyentes esenciales en cualquier análisis de estabilidad de taludes.

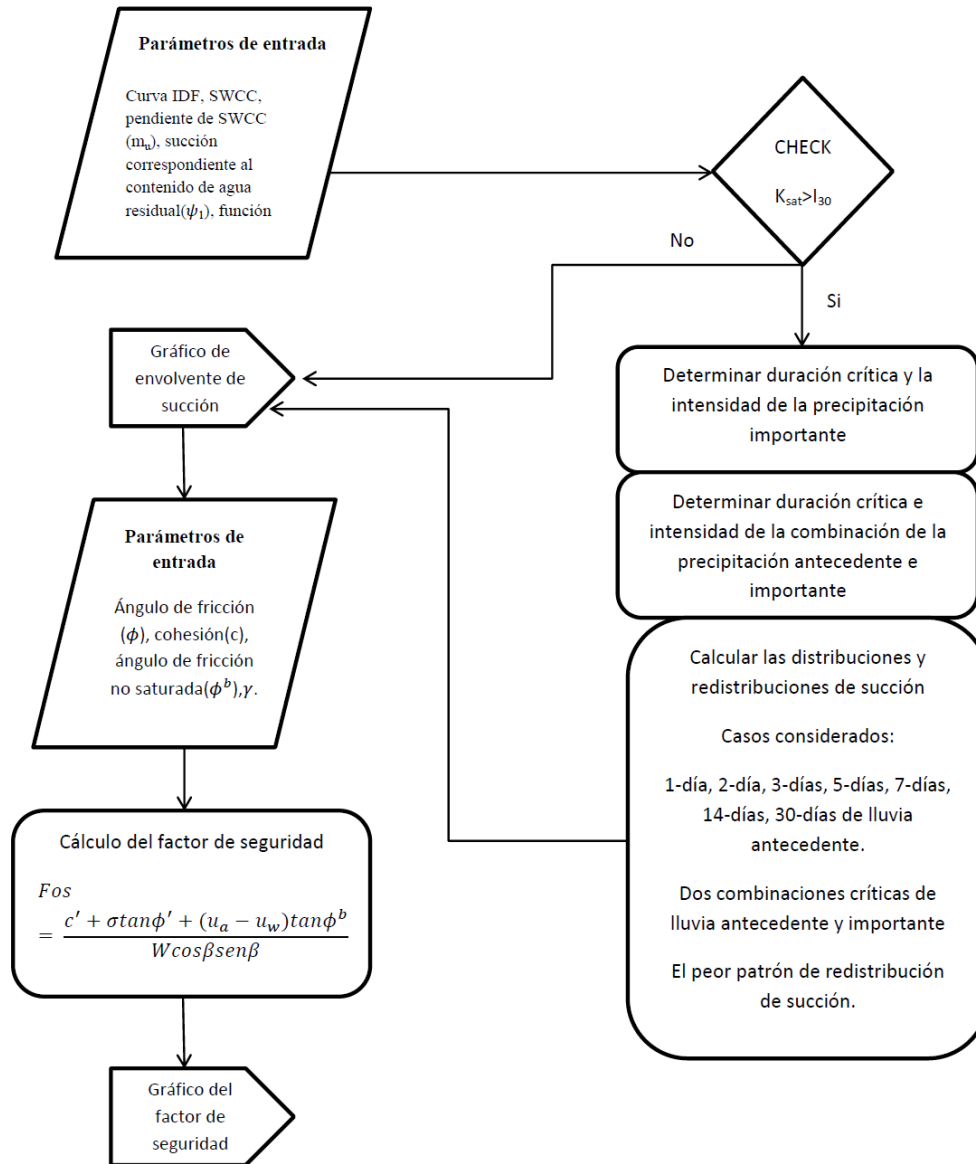


Figura 4.5: Diagrama de flujo de datos del modelo PERISI. [L. Lee y otros, 2009].

La Figura 4.5 muestra el diagrama de flujo de datos, con el fin de proporcionar una presentación clara sobre las actividades involucradas en cada proceso de cálculo.

En la Figura 11.40 [anexo] se puede apreciar la envolvente de aspiración calculada por el modelo Perisi para los cuatro tipos de suelos, estas muestran concordancia con los resultados obtenidos mediante elementos finitos Seep/w. Las variaciones en los resultados se deben a que el efecto del nivel freático no fue considerado en el modelo Perisi.

c) L. Lee y otros, 2013 [11.1.12, anexo]

Otro punto a evaluar, es la importancia de la propagación del frente de humectación y como éste afecta de manera directa a la estabilidad de la pendiente. Estudios realizados por L. Lee y otros (2013), determinan que las fallas pueden ser iniciadas por dos mecanismos:

1° La infiltración de las lluvias inducen un aumento de las aguas subterráneas añadiéndole peso a la ladera, hasta provocar la falla.[Cho y Lee, 2002; Crosta y Frattini, 2003; Soddu y otros, 2003]

2° Las infiltración de las lluvias tienen como resultado una propagación del frente de humectación que provoca un aumento en el contenido del agua y pérdida de succión matricial, posteriormente, conduce a una falla de la pendiente.[Ng y otros, 2001;. Collins y Znidarcic, 2004; Rahardjo y otros, 2007].

Se analizaron dos taludes de Hong Kong con constantes precipitaciones de diferentes intensidades. Suelo de granito completamente degradado (Shouson Hill), y materiales volcánicos totalmente erosionados en Chaiwan. El material granito representa un suelo de grano grueso que tiene una permeabilidad saturada relativamente alta ( $K_{sat} = 3,5 \times 10^{-4}$  m/s), mientras que el suelo volcánico tiene una permeabilidad saturada moderada de  $6,9 \times 10^{-6}$  m / s. El modelo de la columna utilizado con las funciones de permeabilidad, succión matricial y SWCC se encuentran en anexo [11.1.12].

En este estudio paramétrico, tres intensidades de lluvia, 5, 20 y 80 mm/h, fueron elegidas para representar un bajo, un moderado, y una condición de lluvia intensa, respectivamente.

Las condiciones iniciales se obtuvieron mediante el análisis de infiltración transitoria, en un estado estacionario con una intensidad de precipitación de 10 mm/día. [Figura 11.44, anexo].

Se puede concluir que las respuestas hidráulicas de los suelos a las precipitaciones pueden ser divididas en 2 etapas:

- Cuanto mayor es la relación de la intensidad de la lluvia a la permeabilidad saturada de suelo ( $I/K_{sat}$ ), menor será la succión matricial bajo del frente de humectación. Cuando la intensidad de la lluvia es mayor que la permeabilidad saturada de suelo (es decir,  $I > K_{sat}$  o  $I/K_{sat} > 1$ ), la succión matricial se disipa completamente durante la propagación del frente de humectación.
- La segunda etapa consiste en el ascenso del nivel freático que se produce inmediatamente después de la primera etapa. El mecanismo del aumento del nivel freático se puede observar a través de la presión de agua de poro positiva desarrollado en la interface de la

capa impermeable de profundidad 5 m. La tasa de aumento del nivel freático se encuentra fuertemente afectada por la intensidad de la lluvia y la permeabilidad saturada de suelo. Dentro de un mismo suelo, cuando la intensidad de lluvia es menor que la permeabilidad saturada (es decir,  $I < k_{sat}$  o  $I/k_{sat} < 1$ ), la velocidad de elevación del nivel freático aumenta proporcionalmente a la relación  $I/k_{sat}$ . Cuando la relación  $I/k_{sat}$  excede la unidad, el nivel freático se eleva casi instantáneamente.

Las conclusiones anteriores son válidas únicamente dentro de un mismo tipo de suelo. No hay una tendencia continua entre distintos tipos de suelo. Los resultados implican que además de la intensidad de las precipitaciones y la permeabilidad saturada del suelo, otras propiedades hidráulicas del suelo, tales como SWCC y la función de succión matricial y permeabilidad también podría desempeñar un papel en el mecanismo de elevación de la capa freática.

Para una pendiente con el ángulo interno de fricción del suelo ( $\Phi'$ ) mayor que el ángulo de inclinación ( $\alpha$ ), la pendiente nunca fallará a través de la propagación del frente húmedo. Se requiere el desarrollo de la presión del agua intersticial positiva inducida por la subida del nivel freático para desencadenar la falla. El plano para este tipo de falla normalmente se desarrolla en la interfaz de la capa impermeable, donde la presión del agua intersticial positiva es la más alta.

Para una pendiente con el ángulo de fricción interna del suelo ( $\Phi^b$ ) más pequeño que el ángulo de inclinación ( $\alpha$ ), la falla de la pendiente es potencialmente inducida por la propagación del frente de humectación, siempre que el espesor de suelo por encima de la capa impermeable sea suficiente para el desarrollo del plano de falla. Este tipo de mecanismo de falla normalmente requeriría una precipitación de duración relativamente corta en comparación con el caso de subida del nivel freático. La profundidad del plano de falla está influenciada por la succión matricial bajo del frente de humectación, que a su vez se rige por la intensidad de la lluvia. Una lluvia intensa se traduciría en una baja succión matricial bajo del frente de humectación, y por lo tanto un plano de falla superficial.

La Figura 4.6 representa la relación entre las variaciones en los FOS y la profundidad de plano de falla. Durante la propagación del frente de humectación, el FOS disminuye gradualmente desde el punto N al punto O con el aumento de la profundidad de plano de falla. El FOS en el punto O está controlado por el valor límite de componente A. El desarrollo de la presión del agua intersticial positiva en la interfaz de la capa impermeable, es un requisito previo para reducir aún más el FOS desde el punto O al valor crítico FOS = 1 (punto P). El FOS puede caer desde el punto O al punto P siguiendo diferentes caminos sujetos a la intensidad de las precipitaciones.

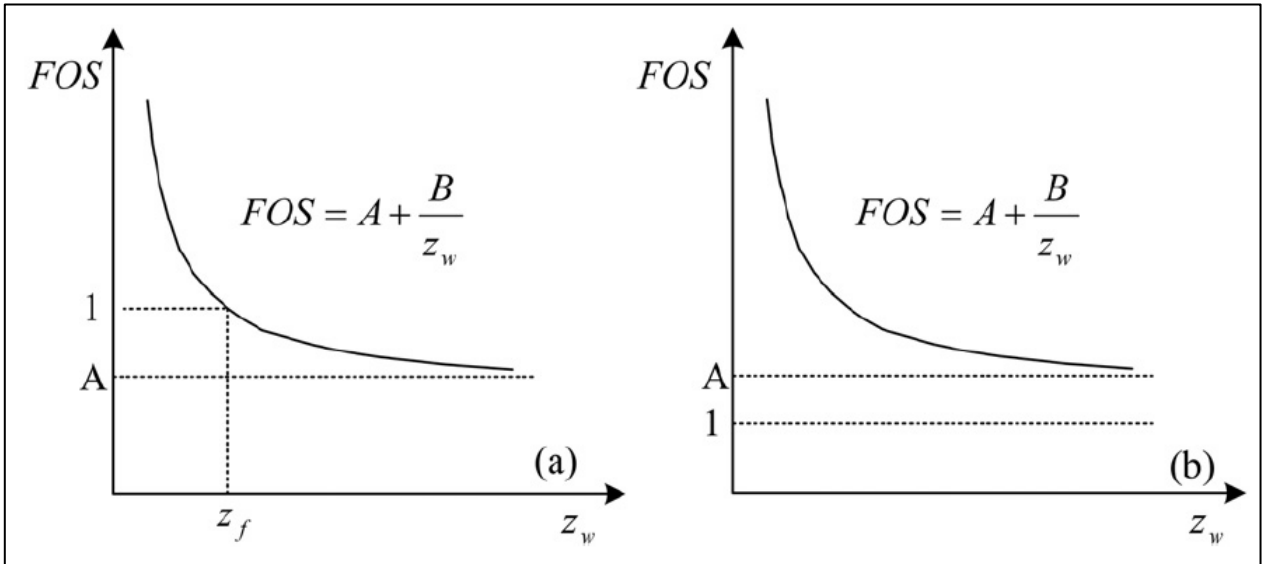


Figura 4.6: Relaciones entre el factor de seguridad debido a la elevación del nivel freático y: (a) la profundidad del plano de falla; (b) el momento del suceso. [L. Lee y otros, 2013].

$$A = \frac{\tan\varphi'}{\tan\alpha} \quad (3)$$

$$B = \frac{c' + \sigma^s \tan\varphi'}{\gamma_t \text{sen}\alpha \text{cos}\alpha} \quad (4)$$

Dado que el modelo unidimensional simulado en el estudio ha descuidado efecto de flujo lateral, la validez del fenómeno freático con un aumento instantáneo observado puede ser cuestionable. Se adoptó un modelo de dos dimensiones más riguroso para verificar aún más la observación. El modelo de dos dimensiones se construyó con un ángulo de inclinación de  $25^\circ$ , la altura vertical de 5 m y la longitud horizontal de 60 m (Figura 11.49) [anexo]. Para una comparación, el modelo de dos dimensiones se asignó con las propiedades hidráulicas del suelo volcánico. La intensidad de la lluvia de 80 mm/h se aplicó a la frontera superior, mientras que el lado y las condiciones de contorno de fondo eran idénticos a la de modelo unidimensional.

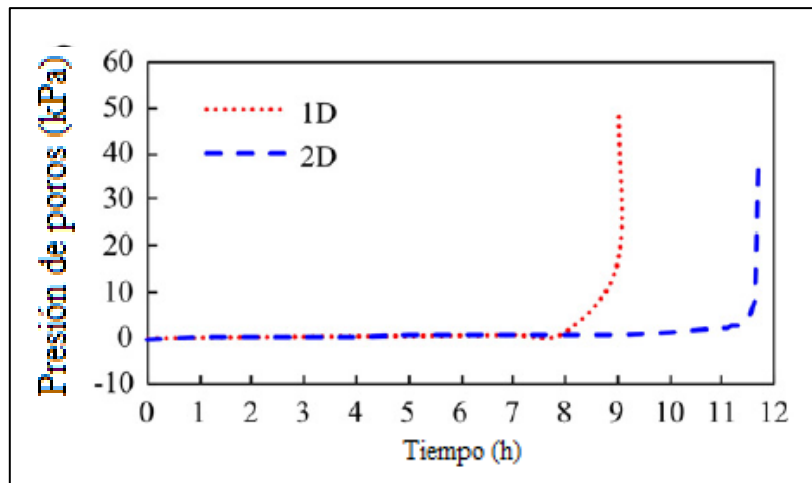


Figura 4.7: Comparación de las variaciones de las presiones de agua de los poros en la interface de la capa impermeable para el suelo volcánico bajo intensidades de lluvia constantes 80 mm/h ( $I/K_{sat} = 3,2$ ). [L. Lee y otros, 2013].

Se encontró que los patrones de las variaciones de presión de agua de poros para los dos modelos comparados, el nivel freático aumentó casi instantáneamente después de cierto tiempo transcurrido. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la respuesta hidráulica del modelo de dos dimensiones fue más lento que el del modelo unidimensional. Además, la última presión de agua de poros del modelo de dos dimensiones también fue menor que la del modelo unidimensional. Estas observaciones pueden atribuirse a la influencia del ángulo de la pendiente en el gradiente hidráulico y el componente de la gravedad, así como el efecto de flujo lateral.

d) J. Kim y otros, 2004, [11.1.7, anexo].

Otro estudio de inestabilidad inducida por la propagación del frente húmedo se llevó a cabo por J. Kim y otros (2004). Utilizan las expresiones de Pradel y Raad (1993) con el objeto de calcular la profundidad del frente húmedo y la succión, para luego apoyarse en el criterio de falla de Mohr-Coulomb propuesto por Fredlund y Rahardjo (1993) analizando la estabilidad de taludes por medio del talud infinito. Así mismo, se modeló la infiltración por medio de software, encontrando diferencias entre los dos análisis de infiltración.

El análisis de filtración transitoria en elementos finitos se llevó a cabo por medio del programa de elemento finito SEEP/W de dos dimensiones (Geo-Slope, 1998), malla representada en la Figura 4.8, se aprecia una pendiente infinita con una inclinación de  $45^\circ$  y consta de 12 m de suelo meteorizado que recubre el suelo impermeable de la roca madre. La napa freática se encuentra en la interface suelo lecho de roca-meteorizados y es paralela a la pendiente. El límite superior se somete a una intensidad de la lluvia que es igual a la permeabilidad saturada del suelo meteorizados para asegurar la infiltración hacia abajo en la capa de suelo erosionado.

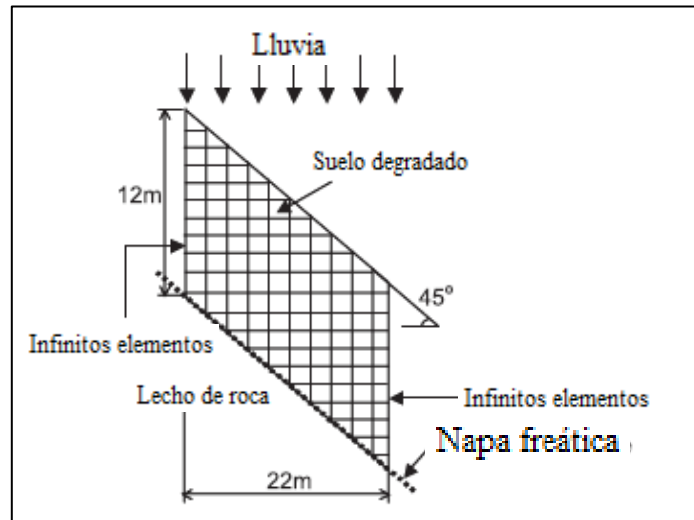


Figura 4.8: Malla de elementos finito y condiciones de contorno adoptadas en el análisis de filtración transitorio. [J kim y otros, 2004].

La duración total de las precipitaciones es de 100 h. Se dividió en 11 etapas de tiempo (0.1, 0.5, 1, 2, 3, 5, 10, 24, 48, 72 y 96 h) y el frente húmedo fue obtenido para cada una de estas etapas. Por simplicidad, la intensidad de las precipitaciones se mantuvo constante durante toda la duración de la precipitación.

Para el cálculo teórico de la profundidad del frente húmedo, cada una de estas 11 etapas fue tomada como el valor de  $T$  en la ecuación (5) [anexo] junto con valores constantes de  $K_S$  y  $\mu$  dados en la Tabla 11.4 [anexo]. Para valores de succión en el frente húmedo ( $S$ ), tales como 20, 40, 60 80, 100 y 120 cm, la profundidad  $z_w$  se obtuvo de la mencionada ecuación.

Las relaciones entre las duraciones de lluvia y la profundidad del frente húmedo obtenido por un análisis numérico y teórico, para los suelos arenosos y limosos con diferentes succiones se muestran en las Figura 11.18 y Figura 11.19, [anexo]. Se puede deducir que los valores  $z_w$  siempre crecen con el aumento de duración de la lluvia y una buena concordancia entre los valores teóricos y numéricos se dan en  $\Psi = 80$  cm.



En el análisis de la estabilidad del talud, se utilizó el equilibrio límite aplicado en SLOPE/W (Geo-Slope, 1998), considerando dos laderas infinitas con una inclinación de  $27^\circ$  y  $45^\circ$  con respecto a la horizontal, utilizando parámetros de resistencia coreanos de los suelos erosionados [Figura 11.20, Tabla 11.5, Anexo].

Mediante la especificación de 100% de grado de saturación dentro del frente húmedo, la influencia de la profundidad del frente húmedo en la estabilidad de la pendiente es relevante cuando el frente de humectación alcanza profundidades mayores a 120 cm y menores a 200 cm como se ilustra en la Figura 4.9. Más allá de una profundidad de 200 cm del frente húmedo, el factor de seguridad cambió de manera insignificante a medida que este penetra más. Para suelos con una cohesión superior a 10 kPa, la profundidad crítica será mayor que 120 cm; por lo que, la estabilidad de la pendiente se garantiza principalmente mediante la cohesión especificada.

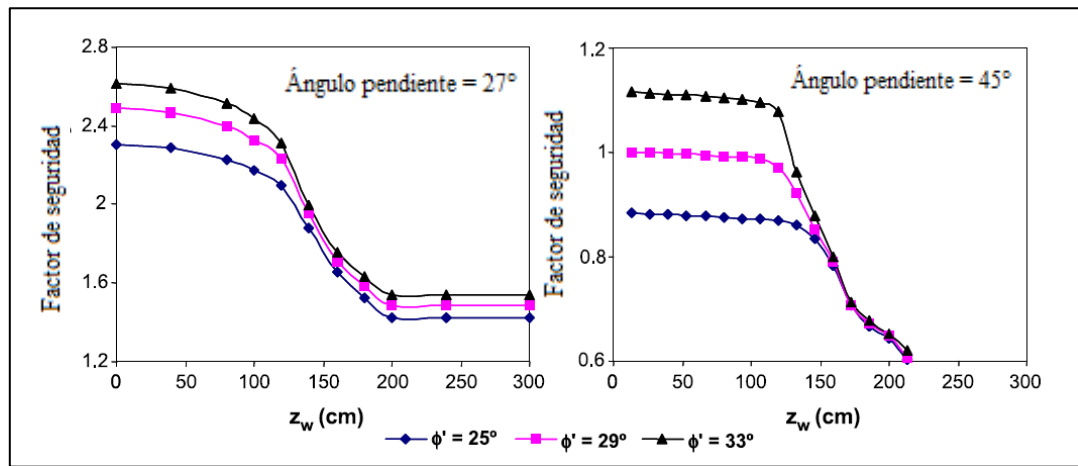


Figura 4.9: La influencia de la profundidad de la banda de humectación en el factor de la seguridad de las laderas de estudio. [J kim y otros, 2004].

Varios análisis se realizaron para diferentes valores de succión dentro del frente húmedo, como se puede apreciar en la Figura 5.10. Un aumento de este determina un aumento limitado en el factor de seguridad de las laderas estudiadas a causa de una mayor cohesión aparente.

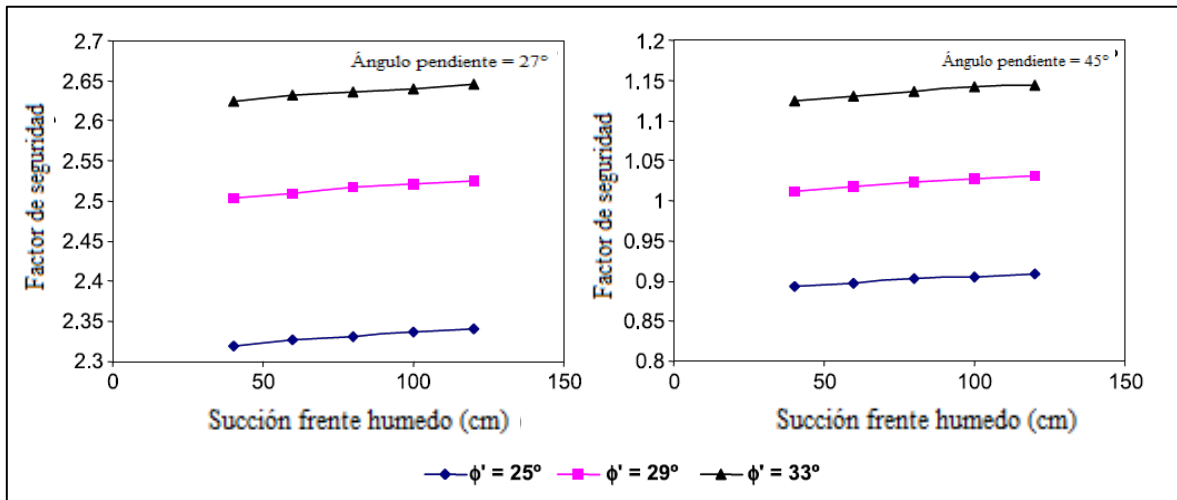


Figura 4.10: Relación entre el factor de la seguridad y la succión del frente húmedo. [J kim y otros, 2004].

Cabe recalcar que para los análisis de todos los taludes, el mecanismo de falla fue superficial y estaba dentro del frente de humectación.

El estudio demuestra que la profundidad del frente húmedo juega un papel preponderante en la estabilidad de los suelos meteorizados y que las expresiones de Pradel y Raad (1993) deben usarse con precaución en los suelos meteorizados de Corea, debido a que el Factor de Seguridad de un talud infinito compuesto de estos suelos se reduce drásticamente cuando la profundidad del frente húmedo es mayor a 120 cm, profundidad asociada con la cohesión efectiva de estos suelos, que es de 10 kPa aproximadamente.

Como se ha visto, la comprensión del desarrollo del frente húmedo es crucial para el análisis de estabilidad de taludes parcialmente saturados. Aunque resultados rigurosos se pueden obtener utilizando FEA, la permeabilidad del suelo es una característica muy variable y el análisis FEA dará resultados inexactos si las mediciones de permeabilidad no son representativas de las condiciones in situ. Esta es una de las razones por la que los modelos de infiltración simples permanecen en uso generalizado.

e) K. Gavin y J. Xue, 2007, [11.1.8, Anexo]

Los modelos anteriormente descritos, establecen que la ocurrencia de la falla se presenta en suelos que se encuentran saturados en el frente húmedo. Estudios realizados por K. Gavin y J. Xue, (2007), proponen un modelo de infiltración simple basado en el modelo de Green-Ampt, suponen que el suelo por encima del frente húmedo permanece parcialmente saturado y la permeabilidad del suelo en esta zona es de  $0.5k_s$  (o inferior).

Haciendo el supuesto de una pendiente parcialmente saturada:

- Ocurre una infiltración continua de agua en el talud, pero no totalmente saturado dentro de la zona humedecida. La suposición se restringe generalmente a los taludes, en los que no puede ocurrir encharcamiento y por lo tanto el suministro de agua al suelo es limitado.
- Después de la lluvia el perfil final de succión en la zona húmeda se distribuye linealmente dentro del frente de humectación.
- La variación de la permeabilidad (o contenido de agua) con el cambio en la succión se puede medir usando una curva característica de agua del suelo (SWCC), mientras que la forma exacta de esta dependerá del tipo de suelo y si el suelo está experimentando humectación o secado. Zhan y Ng describen la forma general de un SWCC [Figura 11.21, Anexo] que muestra el contenido de agua varía de la condición totalmente saturado a cero de aspiración, a un contenido de agua residual a muy alta succión. Bouwer señaló que  $K = 0.5K_s$  se adopta en este trabajo.

El modelo especifica dos zonas dentro del frente húmedo (Figura 5.11). En la primera zona la capacidad de infiltración excede la intensidad de lluvia donde el suministro controla la tasa de infiltración, en oposición a la zona dos donde la intensidad de lluvia excede la capacidad de infiltración y la tasa de infiltración se controla por la permeabilidad del suelo.

Estudio del caso

La pendiente en estudio formaba parte de un proyecto de la carretera fue de 17.5 m de altura, con un ángulo de inclinación de 30° y tenía una amplia berma de un metro a media altura. Considerando una respuesta de la pendiente a un único evento de lluvia. El evento comenzó el 29 de agosto de 2001 y duró aproximadamente 50 h. El coeficiente de permeabilidad saturada del suelo  $K_s$  es  $7,7 \times 10^{-6}$  m/s. La intensidad de la lluvia fue de  $1,4 \times 10^{-6}$  m/s ( $0.18 K_s$ ) durante este período y las mediciones muestran que el escurrimiento ocurrió durante la precipitación. Los

valores de succión y de contenido volumétrico de agua medidos a una profundidad de 2 m, empezaron a cambiar después de aproximadamente 26 h de lluvia. Los valores de contenido de agua y de succión volumétrica inicial y final se muestran en la Figura 4.12.

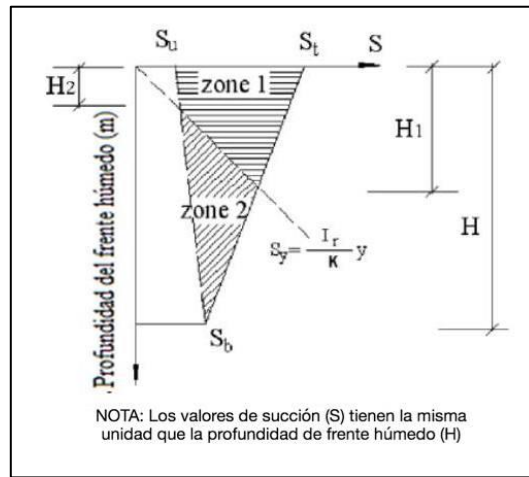


Figura 4.11: Dos zonas en el perfil de succión dentro frente húmedo. [K. Gavin y J. Xue, 2007].

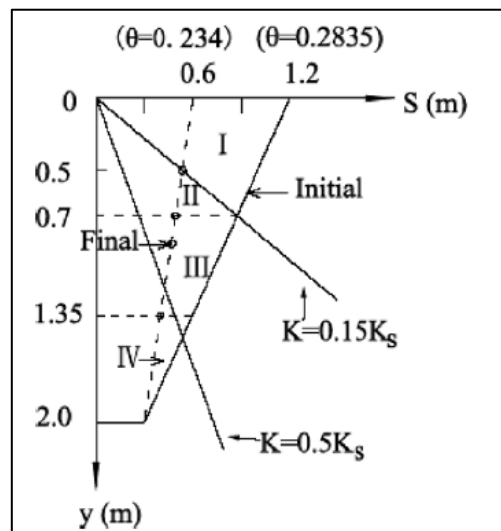


Figura 4.12: Perfil de succión de la matriz resistida en la ladera (Li et al. [13]). (Nota: Los números entre paréntesis en el eje horizontal son los contenidos de agua volumétricos a valores de succión relacionados). [K. Gavin y J. Xue, 2007].

El resultado indicó que K varió de  $0.1K_s$  en el inicio de la infiltración, a  $0.21K_s$  al final de la prueba. El valor medio  $0.15K_s$  al  $0.5K_s$  se utilizó para calcular la intensidad de las lluvias relativa ( $R_i$ ) en el nuevo modelo.

La estimación usando el nuevo modelo con K igual a  $0.15K_s$  es de alrededor del 88% de tiempo real registrado. Una estimación con  $K = 0.5 K_s$  se usó para predecir el tiempo necesario para

desarrollar solo el 20% del frente húmedo real. Esto es, debido a que el suministro real de agua a la pendiente (intensidad de la lluvia) es mucho menor que  $0.5K_s$ .

Este modelo proporciona estimaciones más realistas del tiempo de infiltración que el enfoque tradicional de Green-Ampt, cuando el suelo en el frente de humectación no alcanza la saturación completa antes de la iniciación de la falla del talud.

Teniendo en cuenta los mencionados métodos físicos, se puede obtener una buena propuesta para la predicción de deslizamientos en los suelos de concepción.

Tabla 4.3: Tabla resumen de métodos seleccionados para la propuesta de predicción de deslizamientos que se pueden adecuar a la provincia de concepción.

Autor	Objetivos	Condiciones	Conclusiones
<b>Pradel y Raad 1993</b>	Determinación de umbral físico en la predicción de un deslizamiento	Dos condiciones mínimas para el logro de la saturación 1-Las precipitaciones deberán ser suficientemente intensas para ser mayor que la capacidad de infiltración del suelo 2-La duración de la precipitación deberá ser mayor que el tiempo crítico necesario para saturar el suelo a una profundidad crítica $z_w$	Suelos limosos y arcillosos son más propensos a desarrollar inestabilidad superficial
<b>L. Lee 2009</b>	Desarrollan modelo llamado PERISI que evalúa la envolvente de succión y factor de seguridad	Método desarrollado para cuatro tipos de suelos (GS, GM, SM y M). Tres condiciones de lluvia: importante crítica, antecedente crítica y combinación de lluvia importante y antecedente crítica	Metodología comparada con modelaciones realizadas por software de infiltración y estabilidad de taludes arrojando buenos resultados
<b>L. Lee 2013</b>	Analiza la importancia del avance del frente húmedo y subida del nivel freático, además, estudia el efecto del flujo lateral en la inestabilidad del talud	Las fallas iniciadas por dos mecanismos: 1-La infiltración de las lluvias induce un aumento de las aguas subterráneas. 2-La infiltración de las lluvias propaga el frente de humectación que provoca un aumento en el contenido de agua y pérdida de succión matricial.	$I/K_{sat}$ afecta directamente a la succión matricial yy a la tasa de elevación del nivel freático. $\Phi' > \alpha$ , la pendiente nunca fallara por propagación del frente húmedo.

Autor	Objetivos	Condiciones	Conclusiones
<b>J. Kim y otros 2004</b>	Análisis de estabilidad considerando la propagación del frente húmedo y la variación de succión en este.	Frente húmedo se encuentra 100% saturado. La falla es superficial y se desencadena dentro del frente húmedo.	1.2-2.0 m profundidad relevante. Un aumento de la succión en el frente de humectación provoca un aumento en el factor de seguridad.
<b>Gavin y otros 2007</b>	Demostrar que $K_s$ dentro del frente húmedo es igual o inferior a $0.5K_s$	Suponen que el suelo por encima del frente húmedo permanece parcialmente saturado.	$K=0.15K_s$ es de alrededor del 88% del tiempo registrado. $K=0.5K_s$ se usó para predecir el tiempo necesario para desarrollar el 20% del frente húmedo

## 5 OTROS MÉTODOS FÍSICOS PARA LA PREDICCIÓN DE DESLIZAMIENTOS

Otros estudios se han realizado para explicar la ocurrencia de los movimientos de masa, definiendo al igual que los métodos anteriores umbrales de deslizamientos. Sin embargo, estos enfocan su estudio en diferentes parámetros o variables de la pendiente.

### 5.1 Estudios de estabilidad

Tabla 5.1 Ng y Q Shi, 1998 [11.1.5], anexo

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Conclusiones
Hong Kong, China. Suelo coluvial	Influencia de la permeabilidad del suelo, intensidad y duración de la precipitación en la estabilidad del talud	<p>La reducción de la magnitud de la presión del agua de poro negativa, que depende de la intensidad de la precipitación, conlleva a una caída en el factor de seguridad para una pendiente dada.</p> <p>La ubicación de las aguas subterráneas tiene un significativo efecto sobre la estabilidad de una pendiente.</p> <p>El factor de seguridad disminuye a medida que aumenta la duración de las precipitaciones, hasta que se alcanza una duración crítica.</p> <p>El factor de seguridad de la pendiente disminuye con menores permeabilidades isotrópicas del suelo y este es extremadamente sensible a la relación de permeabilidad anisotrópica. Cuanto mayor sea está, menor es el factor de seguridad</p>

Tabla 5.2 Cho y Lee, 2002 [11.1.6], anexo

Suelo estudiado	Condiciones	Conclusiones
Arena fina Limo Limo residual	<p>Crean un método que evalúa la probabilidad de que ocurra una falla superficial de talud debido a un evento particular de precipitación y su intensidad.</p>	<p>El factor de seguridad se calculó para 3 suelos con dos diferentes ángulos de inclinación.</p> <p>Compara sus resultados con los estudio de Pradel y Raad, 1993 y Elementos finitos.</p>
		<p>Los resultados obtenidos concuerdan razonablemente con los de los elementos finitos, que otorgan un análisis más riguroso.</p> <p>El método propuesto es particularmente adecuado para suelos arenosos.</p>



Tabla 5.3 H. Yeh y otros, 2006 [11.1.9], anexo

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Condiciones	Conclusiones
Arena Limo Arcilla	Determinar el grado de importancia que tiene la succión matricial, en respuesta a eventos de lluvia en la estabilidad del talud, la cual se ve afectada por el grado efectivo de saturación	Variación del factor de seguridad dependiendo del grado efectivo de saturación y el ángulo de inclinación de la pendiente.	Los suelos arenosos son muy sensibles al experimentar cambios en el grado de saturación. La relación entre el grado efectivo de la saturación y el factor de seguridad indican una disminución lineal. En pendientes más empinada se obtienen factor de seguridad más bajos.

## 5.2 Estudios de estabilidad considerando dos capas.

Análisis de estabilidad de taludes considerando dos capas de suelos con diferente conductividad.

Tabla 5.4 S. Cho, 2009 [11.1.10], anexo

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Condiciones	Conclusiones
Limo Arena	Analizar la estabilidad de un perfil de conductividad decreciente y un perfil de conductividad decreciente, mediante un análisis de elementos finitos unidimensional.	Conductividad decreciente: $K_2 < i < k_1$	Para un perfil de conductividad creciente, la condición de estabilidad de la pendiente es más favorable que en un perfil con conductividad decreciente, ya que la condición insaturada se mantiene en la capa inferior. Por lo tanto, mediante el uso de un tipo adecuado de sistema de cubierta, tales como cubiertas de arcilla compactada, membrana de plástico o pavimento de asfalto en la superficie del suelo, se puede mantener la estabilidad.

### 5.3 Estudios de estabilidad considerando la influencia de grietas y fisuras.

Análisis de estabilidad de taludes teniendo en cuenta grietas y fisuras presentes en el talud.

Tabla 5.5 H. Runqiu y otros, 2007 [11.1.13], anexo

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Conclusiones
Hong Kong, China. Suelo expansivo.	Análisis de estabilidad de acuerdo al nivel freático, relación de la pendiente y profundidad de grietas.	<p>La influencia de la profundidad de la grieta después de 1.5 metros no tiene ningún efecto evidente sobre la estabilidad del talud.</p> <p>La succión matricial se debe tomar considerar en los estudios de análisis de estabilidad, debido que al no ser tomada en cuenta se presentara la condición más desfavorable de estabilidad.</p> <p>A medida que la relación de la pendiente disminuye, el factor de seguridad aumenta.</p>

Tabla 5.6 S. JianPing y otros, 2009 [11.1.14], anexo

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Condiciones	Conclusiones
Nongji, China.	Estudiaron 3 condiciones del suelo para determinar las condiciones más desfavorables	<p>a) Suelo homogéneo</p> <p>b) Suelo con macroporos</p> <p>c) Suelo con fisuras</p>	<p>Cuando el suelo es homogéneo, poca profundidad se ve afectada por las precipitaciones.</p> <p>En comparación con un suelo homogéneo, un suelo con macroporos presenta un menor factor de seguridad.</p> <p>En los análisis de estabilidad, la fisura debe ser tomada en cuenta, debido que además de aumentarle peso a la ladera, está le suministra directamente a las aguas subterráneas, subiendo de nivel, por lo que hace más susceptible al talud a un deslizamiento profundo.</p>

**5.4 Estudios de estabilidad considerando la compactación del talud.**

Análisis de estabilidad determinando la influencia del grado de compactación y estudios de estabilidad para taludes que se encuentran compactados.

*Tabla 5.7 Won Taek Oh y otros, 2010 [11.1.16], anexo*

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Considerando 4 escenarios	Conclusiones
Indiana Hill, Canadá	Análisis de estabilidad para un talud homogéneo compactado	a) El talud se encuentra completamente saturado. b) Talud saturado con la ocurrencia de encharcamiento superficial c) Análisis a largo plazo para condiciones no saturadas. d) Análisis a corto plazo para condiciones no saturadas.	Las condiciones más desfavorable: <ul style="list-style-type: none"> <li>• El talud se encuentra saturado y con encharcamiento superficial, si este es más profundo desencadenara un menor factor de seguridad.</li> <li>• Se presentaron fallas circulares dentro del frente húmedo. Una profundidad del frente húmedo de 100 mm, el factor de seguridad se estimó en 0.96 en el escenario D.</li> </ul>

*Tabla 5.8 I. Egeli y otros, 2011 [11.1.15], anexo*

Suelo estudiado	Objetivo de estudio	Considerando	Conclusiones
CL - ML	Influencia del ángulo de la pendiente y el grado de compactación de este.	La utilización del Sistema de Modelación de Interacción Suelo-Agua desarrollado (SWIMS)	Laderas con pendientes mayores de 35° fallan por traslación. El factor de seguridad aumenta al presentar mayor grado de compactación y este disminuía al aumentar el ángulo de inclinación.

Se debe destacar que los métodos estudiados se centraron en investigar el efecto de la infiltración de las precipitaciones. No se consideraron otros efectos tales como la evaporación y la escorrentía. Tanto la evaporación como la escorrentía pueden reducir la cantidad de infiltración de manera significativa. Por lo tanto, los resultados obtenidos pueden considerarse conservadores, errando por el lado seguro.

## 6 VARIABLES CRÍTICAS A CONSIDERAR EN UNA PROPUESTA DE UMBRAL FÍSICO

En la figura 18 se esquematizan los efectos principales de las precipitaciones sobre la estabilidad de una pendiente.

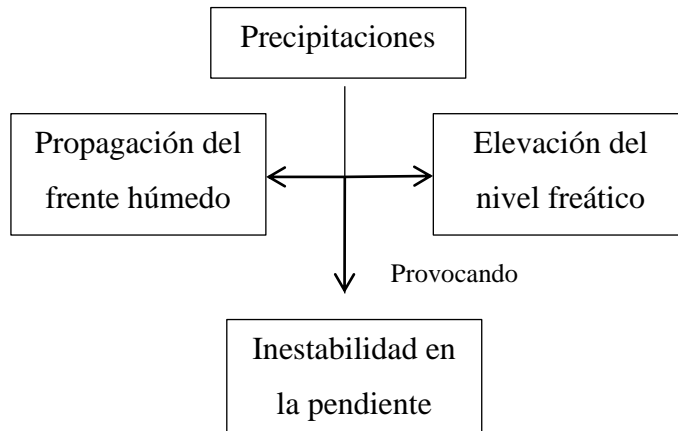


Figura 13: Esquema de efectos importantes a considerar en una propuesta de umbral físico

- Duración e intensidad de las precipitaciones.

Las precipitaciones son uno de los factores desencadenantes más importantes para la ocurrencia de un deslizamiento en una pendiente.

**Precipitaciones intensas y de poca duración de las precipitaciones:** Una corta duración de precipitación, puede no ser suficiente para inducir el aumento del nivel freático, pero puede inducir una falla superficial provocada por la propagación del frente húmedo. Los suelos gruesos reaccionan rápidamente a estas precipitaciones presentando fallas más profundas.

**Baja intensidad y larga duración de precipitación:** las precipitaciones de baja intensidad es normalmente de larga duración provocando un potencial plano de falla relativamente profundo. El plano de falla se desarrollará en última instancia, a lo largo de la interfaz de la capa impermeable si la duración de la precipitación es lo suficientemente larga para inducir un aumento del nivel freático. Los suelos finos son sensibles a este tipo de precipitación, debido que esta provoca un aumento en las presiones de poros a muy poca profundidad y ocasionan una falla superficial.

Las precipitaciones antecedentes tienen una influencia significativa en la estabilidad de la pendiente. El grado de influencia depende de su duración.

- Permeabilidad del suelo

Se ha concluido que la permeabilidad a medida que disminuye afecta directamente a la estabilidad del talud, tal estabilidad es aún más sensible cuando la pendiente presenta permeabilidades anisotrópicas.

- Relación de intensidad con la permeabilidad saturada ( $I/k_{sat}$ )

El mecanismo de falla en un talud es controlado por las respuestas hidráulicas del suelo a las precipitaciones, que a su vez se rigen por los efectos combinados de la intensidad de las precipitaciones y la permeabilidad saturada del suelo. Esta relación juega un papel importante en la determinación del patrón de lluvias críticas y lluvias antecedentes.

Esta relación establece que cuanto mayor es la relación de la intensidad de la lluvia a la permeabilidad saturada de suelo ( $I/K_{sat}$ ), menor será la succión matricial bajo del frente de humectación y determina la velocidad de elevación del nivel freático, aumentando proporcionalmente a la relación  $I/K_{sat}$  cuando es menor que uno. Caso contrario ocurre cuando excede la unidad, el nivel freático se eleva casi instantáneamente.

- Succión

Al ocurrir la propagación del frente húmedo provocado por precipitaciones intensas, la principal variable afectada es la succión matricial, la cual se disipa casi o completamente durante la propagación del frente de humectación.

Además, la succión juega un papel importante en el cálculo de los esfuerzos resistentes en el material, está es afectada por el grado efectivo de saturación controlado por los eventos de precipitación, por lo que se observa una variación importante en el factor de seguridad cuando se realiza el análisis de estabilidad en condiciones saturadas y parcialmente saturadas.

Una redistribución de succión podría causar la falla en una pendiente, debido que esta puede no fallar durante la duración de las precipitaciones, pero pocas horas o incluso días después del evento se puede producir inestabilidad.

Por último, las fallas superficiales pueden producirse por presiones positiva de poros o una succión reducida cuando la presión de poros es negativa. Debido a que la infiltración es un proceso complejo, que implica generalmente un flujo no saturado en una dirección vertical.

## 7 DISCUSIÓN

- Se ha determinado el principal estudio, desarrollado por L. Lee y otros, 2009, el cual determina una metodología llamada PERISI que podría ser una herramienta útil para la evaluación preliminar de la inestabilidad de las laderas inducida por las precipitaciones. Cabe señalar que, la validez de los resultados predichos en el modelo depende en gran medida de los datos de entrada de las propiedades del suelo.
- L. Lee y otros, 2013, determinan que las fallas pueden ser iniciadas por dos mecanismos, el primero es la pérdida de la succión matricial debido a la propagación del frente de humectación y la otra es por la subida del nivel freático. Establecen que estas dos etapas están controladas por la intensidad de las precipitaciones y la permeabilidad saturada del suelo.
- Involucrando análisis sobre el comportamiento del suelo en una pendiente a la propagación del frente húmedo, J. Kim, 2004, determina el punto crítico de inestabilidad en suelos erosionados variando el ángulo de inclinación del talud.
- Los modelos descritos establecen que a medida que ocurre la propagación del frente húmedo, el suelo por encima de este se encuentra completamente saturado. Investigaciones realizadas por K. Gavin, 2007, realizan el supuesto que el suelo no se encuentra completamente saturado, obteniendo resultados satisfactorios y más realistas, que deben ser considerados en una propuesta de umbral crítico en la predicción de deslizamiento.

## 8 CONCLUSIONES

- La investigación bibliográfica se obtuvo con la recopilación de estudios que se realizaron en diferentes partes del mundo, implicando que cada análisis realizado se determina con diferentes parámetros de suelo y patrones de lluvia. Por lo anterior, los estudios de estabilidad deben ser localizados.
- Los análisis recientes de estabilidad se apoyan en estudios ya realizados agregando parámetros y condiciones para determinar cómo estos afectan en el comportamiento del suelo.
- Desarrollando el estado del arte se encontró que las variables consideradas por los diferentes autores son: intensidad y duración de lluvias, permeabilidad, succión, tipo de suelo, compactación, grietas y fisuras.
- Las condiciones preponderantes en la inestabilidad del talud son: propagación del frente húmedo y la elevación del nivel freático.
- Los métodos que más se adecuan a las condiciones anteriormente mencionadas son los propuestos por L. Lee y otros 2009, L. Lee y otros 2013, J. Kim y otros 2004 y K. Gavin – J. Xue 2007.
- Las variables críticas que existen en un deslizamiento de talud inducidos por precipitaciones son: duración e intensidad de las precipitaciones, succión, permeabilidad y la relación de intensidad con la permeabilidad del suelo, otorgan mayor factibilidad de control en la estabilidad de la pendiente.

## **9 FUTURAS LÍNES DE INVESTIGACIÓN**

Un buen estudio de estabilidad del talud, identificando las características hidrológicas y geotécnicas para determinar umbrales físicos y reuniendo información de datos históricos de lluvias, correlacionándolos con los deslizamientos producidos para crear los umbrales empíricos, se puede crear sistemas de alerta temprana para la zona de concepción. Cuyo fin es poder alertar de manera oportuna a la comunidad, sobre la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento de talud o ladera, generando una situación de emergencia y así reducir los impactos de los fenómenos mediante la implementación de medidas de respuesta ante una amenaza inminente.



## 10 BIBLIOGRAFIA

- J. Montoya J Vélez H. Martínez A. Guerra. E. Aristizábal, T. González. Análisis de umbrales empíricos de lluvia para el pronóstico de movimientos en masa en el valle de aburrá. EIA, ISSN 1794-1237 Número 15, páginas 95–111, julio 2011.
- J. Vélez E. Aristizábal, H. Martínez. Una revisión sobre el estudio de movimientos en masa detonados por lluvias. Rev. Acad. Colomb. Cienc, pages 209–227, 2010.
- S. Navarro. Estabilidad de taludes. páginas 1–16, 2008.
- D. Pradel y G. Raad. Effect of permeability on surficial stability of homogeneous slopes. Journal of geotechnical engineering, vol 19, N°2, Páginas 315-332, february 1993.
- Ng y Q. Shi. A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage. Computers and Geotechnics, Vol. 22, No. 1, pages 1-28, 1998
- S. Cho y S. Lee. Evaluation of Surficial Stability for Homogeneous Slopes Considering Rainfall Characteristics. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 9, páginas 756–763, Septiembre 1, 2002.
- J Kim, S. Jeong, R. Regueiro. Instability of partially saturated soil slopes due to alteration of rainfall pattern, Engineering Geology, Volumes 147–148, Páginas 28–36, 12 Octubre 2012.
- J. Kim, S. Jeong, S. Park, J. Sharma. Engineering Geology 75, páginas 251–262. 8 Junio 2004.
- J. Suarez. Deslizamientos. Vol 1: Análisis Geotécnico.
- J. Suarez. Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Capítulo 7. 2012.
- K. Gavin y J. Xue. A simple method to analyze infiltration into unsaturated soil slopes. Elsevier Ltd. Computers and Geotechnics, vol 35, páginas 223–230, Abril 2007.
- H. Yeh, P. Chang, J. Chen, C. Lee. International Symposium on Geohazards Mitigation, Nov. 1, 2006.
- S. Cho. Infiltration analysis to evaluate the surficial stability of two-layered slopes considering rainfall characteristics, Engineering Geology, volume 105, páginas 32–43, enero 2009.

- L. Lee, N. Gofar, H. Rahardjo. A simple model for preliminary evaluation of rainfall-induced slope instability, *Engineering Geology*, volume 108, páginas 272–285, Julio 2009.
- W. Li, L. Lee, H. Cai, H. Li, F. Dai, M. Wang. Combined roles of saturated permeability and rainfall characteristics on surficial failure of homogeneous soil slope, *Engineering Geology* vol 153, páginas 105–113, 2013.
- H. Runqiu, W. Lizhou. Stability Analysis of Unsaturated Expansive Soil Slope, *EARTH SCIENCE FRONTIERS*, Volume 14 , November 2007.
- Infiltración. Capítulo 3. Páginas 27-34.  
[http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1\\_136\\_147\\_89\\_1258.pdf](http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_136_147_89_1258.pdf).
- S. JianPing, L. QingQuan, L. JiaChun & A. Yi, Effects of rainfall infiltration on deep slope failure, *Sci China Ser G-Phys Mech Astron*, vol 52, enero 2009.
- De Matteis. Estabilidad de taludes. Tesis. Rosario, Santa Fe, Argentina. Universidad Nacional de Rosario. 2003.
- S. Ramírez. Estudio de la relación lluvia- deslizamiento en la estabilidad de taludes. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Concepción, Chile. Universidad del BÍO-BÍO. 2010.
- J. Orduz. Deslizamientos superficiales inducidos por infiltración. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Bogotá, Colombia. 2012.
- Egeli, H. Firat Pulat. Mechanism and modelling of shallow soil slope stability during high intensity and short duration rainfall, *Scientia Iranica*, vol 18, páginas 1179–1187, septiembre 2011.
- Won Taek Oh, Sai K. Vanapalli. Influence of rain infiltration on the stability of compacted soil slopes, *Computers and Geotechnics*, vol 37, páginas 649–657, abril 2010.
- T. González. Definición de umbrales críticos de lluvia como detonante de movimientos en masa en el valle de aburra. Proyecto de grado (Título de Geólogo). Medellín, Colombia, 2010.
- E. Aristazábal. Inventario de emergencias y desastres en el valle de aburrá: originados por fenómenos naturales y antrópicos, *revista gestión y ambiente*, vol 10, pág 17-30, 2010
- Aleotti. A warning system for rainfal-induce shallow failures, *Engineering Geology* 73, pág 247-265, 2004.

- Suarez. Árbol de decisiones para la predicción y alerta de deslizamiento activados por lluvias, XII congreso colombiano de geotecnia, Bogota 2008.
- Terlien. The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-triggering thresholds, *Environmental geology* 35, pág 124-130, 1998.
- Gofar et al. Stability of unsaturated slopes subjected to rainfall infiltration. Proceedings of the fourth international conference on disaster prevention and rehabilitation, pág 158-167. Semarang, Indonesia, 10-11 Septiembre de 2007.
- Soddu y otros. Modelling groundwater effects on slope stability, *Materials and Geoenvironmental* 50, pág 349-352, 2003.
- Ng y otros. Three-dimensional numerical investigation of groundwater responses in an unsaturated slope subjected to various rainfall patterns, *Canadian Geotechnical Journal* 38, pág 1049-1062, 2001.
- Collins y Znidarcic. Stability analyses of rainfall induced landslide. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 130 (4), pág 81-93, 2004.
- Crosta y Frattini. Distributed modeling of shallow landslide triggered by intense rainfall, *Natural Hazards and Earth System Sciences* 3, pág 81-93, 2003.
- Rahardjo y otros. Factor controlling in stability of homogeneous soil slope under rainfall, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (12), pág 1532-1543, 2007.
- Fredlund y Rahardjo. *Soil mechanics for unsaturated soils*, Wiley, New York, 1993.

## 11 ANEXO

### 11.1 ESTADO DEL ARTE

#### 11.1.4 Pradel y Raad [1993][4]

##### 11.1.4.1 Modelo de infiltración Brakensiek (1977)

Teniendo como referencia el modelo de Green-Ampt (1911), este modelo se basa en los siguientes supuestos:

- (1) La superficie del suelo es continua húmeda.
- (2) Hay un frente húmedo distinto como se muestra en la Figura 11.1
- (3) El coeficiente de permeabilidad en la zona húmeda  $k_w$ , no cambia con el tiempo
- (4) Hay una presión negativa constante justo por encima del frente de humectación.

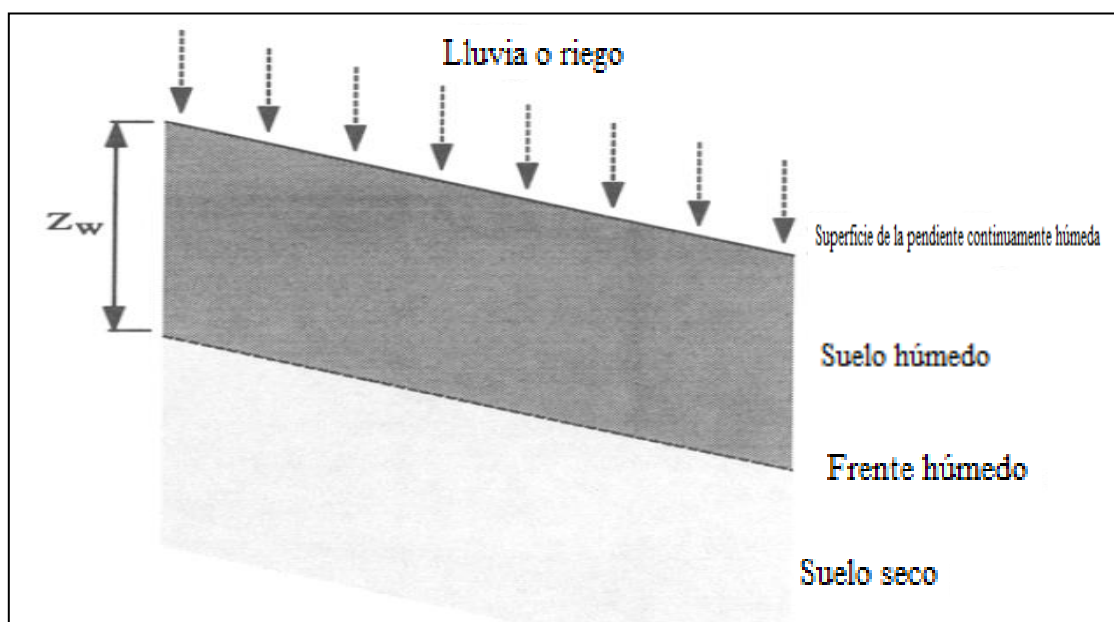


Figura 11.1: Sección transversal que muestra el área humedecida por la lluvia o de riego.[ Pradel y Raad, 1993].

El cual establece el tiempo mínimo para saturar el suelo a una profundidad  $z_w$ :

$$T_w = \frac{\mu}{k_w} \left[ z_w - s * \ln \left( \frac{s + z_w}{s} \right) \right] \quad (5)$$

La tasa de infiltración, velocidad a la que el agua entra en la superficie del suelo:

$$v_i = k_w \frac{z_w + s}{z_w} \quad (6)$$

Por lo tanto para que se cumplan las dos condiciones propuestas en el método, se requiere que:

$$T_{min} = T_w \quad (7)$$

$$I_{min} = v_i \quad (8)$$

Relacionado  $I_{min}$ ,  $T_{min}$ .

$$I_{min} = \frac{\mu}{k_w} \left[ z_w - s * \ln \left( \frac{s + z_w}{s} \right) \right] \left( \frac{z_w + s}{z_w} \right) \quad (9)$$

Combinando la (6) y (8) se obtiene la siguiente expresión del umbral de permeabilidad:

$$K_{lim} = I_{min} \left( \frac{z_w}{z_w + s} \right) = \frac{\mu}{T} \left[ z_w - s * \ln \left( \frac{s + z_w}{s} \right) \right] \quad (10)$$

Se debe tener en cuenta que todos los efectos de escorrentía y evapotranspiración no fueron considerados, por lo que cualquier intensidad superior a  $I_{min}$  y suelos con permeabilidades menores que  $k_{lim}$  puede conducir a la saturación del suelo.

Por otra parte, de acuerdo a lo establecido por el código local de Los Angeles, California, “Normas mínimas para el análisis de estabilidad de la pendiente” (1978), se asumen las condiciones de una pendiente infinita donde la infiltración es paralela a la cara de esta, realizando los cálculos a una profundidad vertical de 4 pies (1.22m).

La información estadística de precipitaciones utilizado en este apunte lo elaboró el Departamento de Recursos Hídricos (“Rain”,1976; Los Angeles, California, EEUU) para el diseño de alcantarillas, vertederos y otras instalaciones de drenaje. Dichos datos se han empleado en el trabajo para 4 periodos de retorno (2, 10, 25 y 50 años) en 4 localidades (Los Angeles, Ventura, Orange, San diego). **[Error! Reference source not found.]**

Para el análisis de la estabilidad se ha establecido un factor de seguridad (FS), el cual establece que:

$FS \geq 1$ , La pendiente permanecerá estable, si riesgo de deslizarse.

$FS < 1$ , La pendiente fallara.

Skempton DeLory (1957), estableció la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c' + (\gamma_t - \gamma_w)z_w \cos^2 \alpha \tan \phi'}{\gamma_t z_w \sin \alpha \cos \alpha} \quad (11)$$

Suelo sin cohesión,

$$FS = \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \quad (12)$$

En laderas con materiales muy permeables, es muy probable que una lluvia sea capaz de saturar la pendiente, por lo que ya no se produce un flujo paralelo a la pendiente. Por lo tanto las ecuaciones (11) y (12) se pueden expresar como:

$$FS = \frac{c' + \gamma_t z_w \cos^2 \alpha \tan \phi'}{\gamma_t z_w \sin \alpha \cos \alpha} \quad (13)$$

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \quad (14)$$

La Figura 11.2 muestra factores de seguridad iguales utilizando las ecuaciones (11), (con flujo paralelo a la pendiente) y la ecuación( 13)(sin flujo paralelo a la pendiente). Se puede concluir que para pendientes que tienen ángulos de fricción pequeños, el sentido del flujo no influye en el valor del factor de seguridad para una cohesión dada. Sin embargo, para materiales con ángulos de fricción mayor que 25°, el aumento de factor de seguridad es significativo.

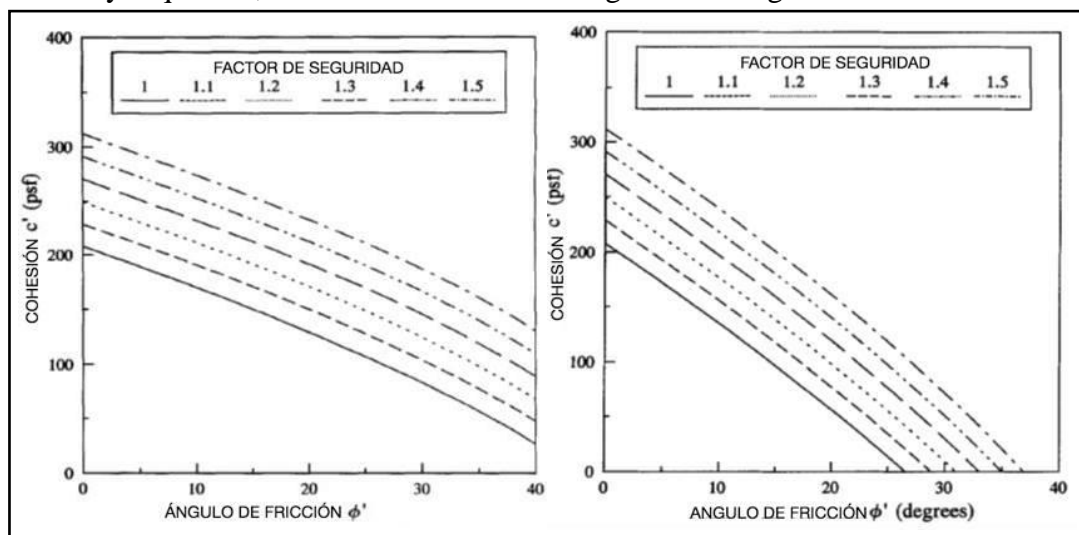


Figura 11.2: Factores de seguridad para la pendiente 2-a-1 (horizontal a vertical)

Nota:  $\gamma T = 130 \text{ PCF } [20.4 \text{ kN} / \text{m}^3]$  [Pradel y Raad, 1993].

### 11.1.5 [5]Ng y Q. Shi.

Involucrando la investigación de Prader y Raad y la ecuación de Lumb (1962), Ng y Q. Shi (1998) analizaron la estabilidad de taludes en Hong Kong, trabajando con un flujo en 2-D con el suelo 100% saturado, cuyas variables estudiadas son; permeabilidad del suelo isotrópica y anisotrópica, ubicación del nivel freático, intensidad de las precipitaciones y la duración de estas. Los objetivos del estudio son en primer lugar, ilustrar y aclarar la naturaleza de la distribución de la presión de poro en una pendiente típica insaturada; en segundo lugar, demostrar la sensibilidad

de los sistemas de flujo transitorio a varias condiciones hidráulicas iniciales de frontera, para explicar e informar la sensibilidad del factor de seguridad a estas variables.

Los tipos de rocas más comunes en Hong Kong son graníticas, volcánicas y sedimentarias. Para los estudios paramétricos, se decidió idealizar la compleja geología de la ladera como una sola capa de suelo junto con un estrato de roca relativamente impermeable.

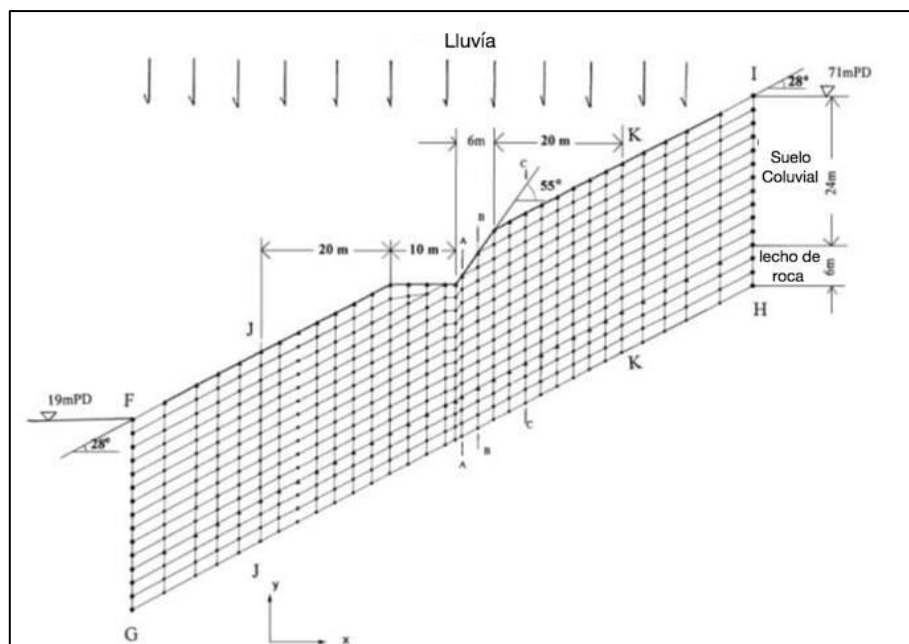


Figura 11.3: Malla de elementos finitos utilizado en el análisis de la filtración. [Ng y Q. Shi, 1998]

La figura anterior muestra el elemento de mallas finitas de una ladera típica, con una pendiente de 28°, que consiste en 24 m de espesor de suelo coluvial sustentada sobre un lecho de roca con un espesor de 6 m. En medio de la ladera, se ha realizado un corte en la pendiente de 55° para proporcionar 10 m de ancho de doble calzada.

Con base en el registro de lluvia, un período de retorno de 10 años que abarca desde 1980 hasta 1990 ha sido seleccionado para el estudio paramétrico en este trabajo [Figura 11.4, Tabla 11.1].

Tabla 11.1: Parámetros de entrada para periodos de retorno de 10 años. [Ng y Q. Shi, 1998]

Parámetros	Intensidad lluvia (mm/día)	Duración	Permeabilidad saturada (ks)	Saturación ( $\theta_w$ )	$k_x/k_y$	Observaciones
Ejec. Básica	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	una intensa tormenta de 2-h(148 mm) se añade al final de cada ejecución
i1	181	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
i2	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
i3	394	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
du1	0	0	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
du2	394	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
du3	82	7 días	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
du4	46	15 días	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
du5	29.4	31 días	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
k <sub>1</sub>	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-4}$ m/s	0.37	1	
k <sub>2</sub>	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
k <sub>3</sub>	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-6}$ m/s	0.34	1	
an1	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	1	
an2	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	2	
an3	267	24 horas	$4.8 \times 10^{-5}$ m/s	0.39	4	

i1, i2, i3= diferentes intensidades; du1, du2, du3, du4, du5= diferentes duraciones; an1, an2, an3= diferentes relaciones de permeabilidad anisotrópica; k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub>, k<sub>3</sub> = diferentes permeabilidades del suelo.

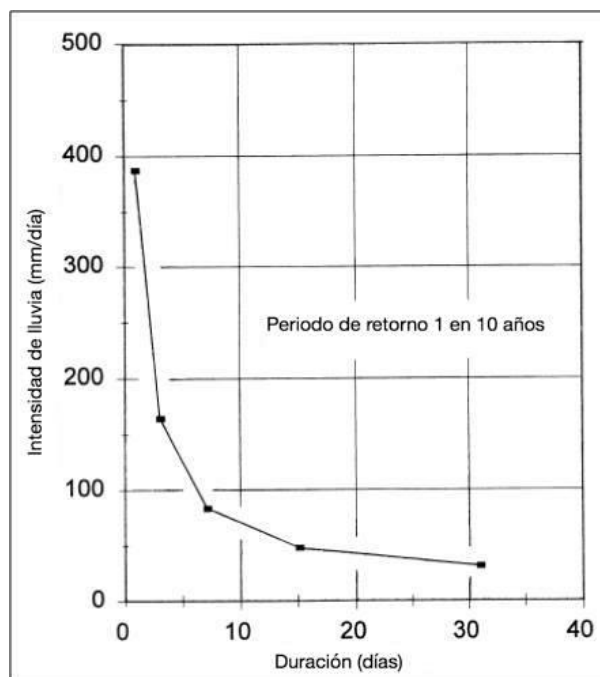


Figura 11.4: Relación entre la intensidad de las precipitaciones y la duración. [Ng y Q. Shi, 1998].

El programa bidimensional de elementos finitos SEEP/W, se ha adoptado para el estudio paramétrico. Éste se puede utilizar para modelar los flujos tanto saturados como insaturados bajo condiciones de estado estacionario y transitorio.



Antes de cualquier análisis de la filtración transitoria, la condición inicial del agua subterránea es estudiada mediante la realización de un análisis de la filtración en estado estacionario, basandose en la suposición de que la evapotranspiración de la superficie del suelo es insignificante.

Se consideran las secciones críticas con respecto a la estabilidad del corte del talud (Figura 11.3), que incluyen la sección A - A cerca el dedo del pie, Sección B - B en la mitad de la altura, y la Sección C - C por encima del talud de corte.

La Figura 11.5 indica el efecto de la intensidad de las precipitaciones en las distribuciones de presión de poros.

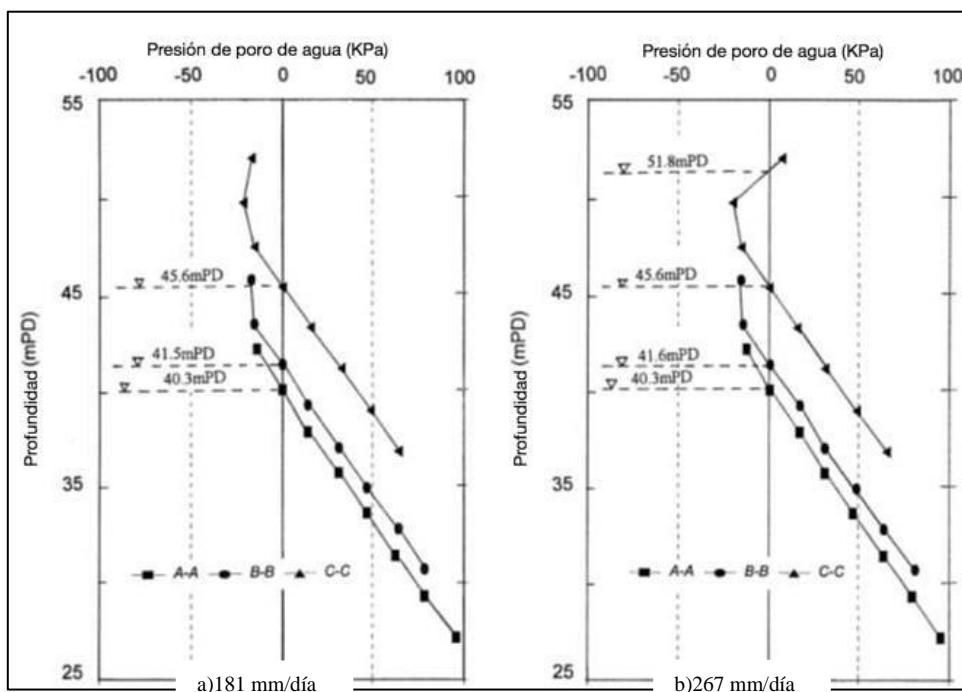


Figura 11.5: Efecto de la intensidad de las precipitaciones en las distribuciones de presión de poros al término de las precipitaciones. [Ng y Q. Shi, 1998].

Al comparar con las condiciones iniciales, el nivel freático se ve afectada por las precipitaciones de un día, subiendo de nivel.

La influencia de las condiciones iniciales de las aguas subterráneas en el factor de seguridad, se investigó mediante la especificación de diferentes piezómetros en la pendiente ascendente de la colina.

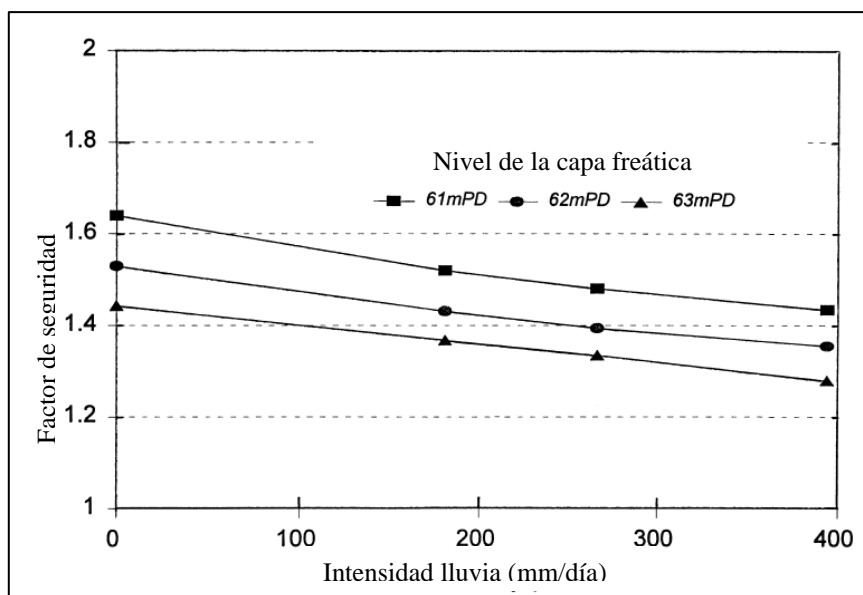


Figura 11.6: Factor de seguridad vs intensidad de lluvia. [Ng y Q. Shi, 1998].

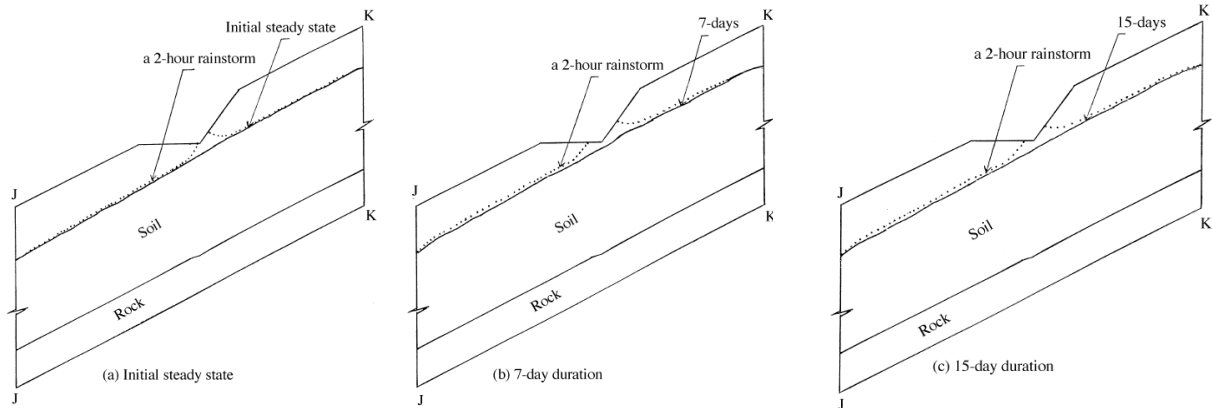
Se puede observar que la condición inicial de agua en el suelo tiene una influencia significativa en los cálculos de estabilidad, si lo relacionamos con una permeabilidad del suelo dada y la geometría de la pendiente, el factor de seguridad disminuye a medida que aumenta la intensidad de la lluvia. Esta disminución se atribuye a la reducción en conductos de aspiración de la matriz y la consiguiente caída de resistencia al cizallamiento causada por el aumento de presiones de poros.

Esta serie de análisis paramétricos ilustra claramente que el factor de seguridad de una pendiente no sólo depende de la intensidad de la lluvia, sino que también es afectada por la distribución de la presión de poro inicial antes de la precipitación. Esto implica que el uso de un único umbral de intensidad de lluvia (70 mm/h adoptado en Hong Kong por Vargas y Brand) como una señal de advertencia de deslizamiento de tierra podría ser potencialmente engañoso. En otras palabras, una pendiente puede ser perfectamente estable si el nivel freático inicial es bajo, incluso si se somete a una intensidad extremadamente alta de precipitación.

La relevancia de los largos períodos de lluvia para la estabilidad de taludes ha atraído considerable atención y debate en los últimos años. Sobre la base de la correlación empírica encontrada entre las precipitaciones y datos de deslizamientos, investigadores como Peck, 1967 y Lumb, 1975, han sugerido la importancia de 10 y 15 días de lluvia antecedente en la estabilidad de taludes, respectivamente. Brand, 1984 y Premchitt et al, 1986, concluyeron que la mayoría de los deslizamientos son inducidos por eventos de lluvia localizadas de corta duración y de alta

intensidad. Sin embargo, estas correlaciones tradicionales entre los datos de precipitación y eventos de fallo de pendiente ignoran las condiciones geológicas e hidrológicas locales.

Para investigar los efectos de la duración de las precipitaciones sobre la estabilidad, se consideraron eventos de lluvias [anexo] para los estudios paramétricos, suponiendo que la tasa de infiltración es igual a la intensidad de la lluvia.



*Figura 11.7: Aumento de las aguas subterráneas debido a 2-h tormenta con diversas duraciones de precipitación. [Ng y Q. Shi, 1998].*

La Figura 11.7 muestra la ubicación del nivel freático entre las secciones J-J y K-K de la pendiente natural bajo varias condiciones de lluvia. Se observa que la presencia intensa de dos horas de tormenta provoca un aumento significativo del nivel freático en el pie del talud. Esto explica por qué muchos taludes con un factor de seguridad marginal fallan después de una tormenta de lluvia intensa. Los taludes con un factor de seguridad alto, necesitan una cantidad considerable de lluvia para causar un deslizamiento de tierra.

La Figura 11.7(b) y (c), muestra un típico perfil de agua subterránea después de 7 y 15 días de eventos prolongados de lluvia con una intensidad promedio de 82 y 46 mm por día, respectivamente.

La Figura 11.8 muestra la variación del factor de seguridad con la duración de las precipitaciones, de esta se concluye que el factor de seguridad disminuye con el aumento en la duración de la precipitación, hasta alcanzar una “duración crítica”.

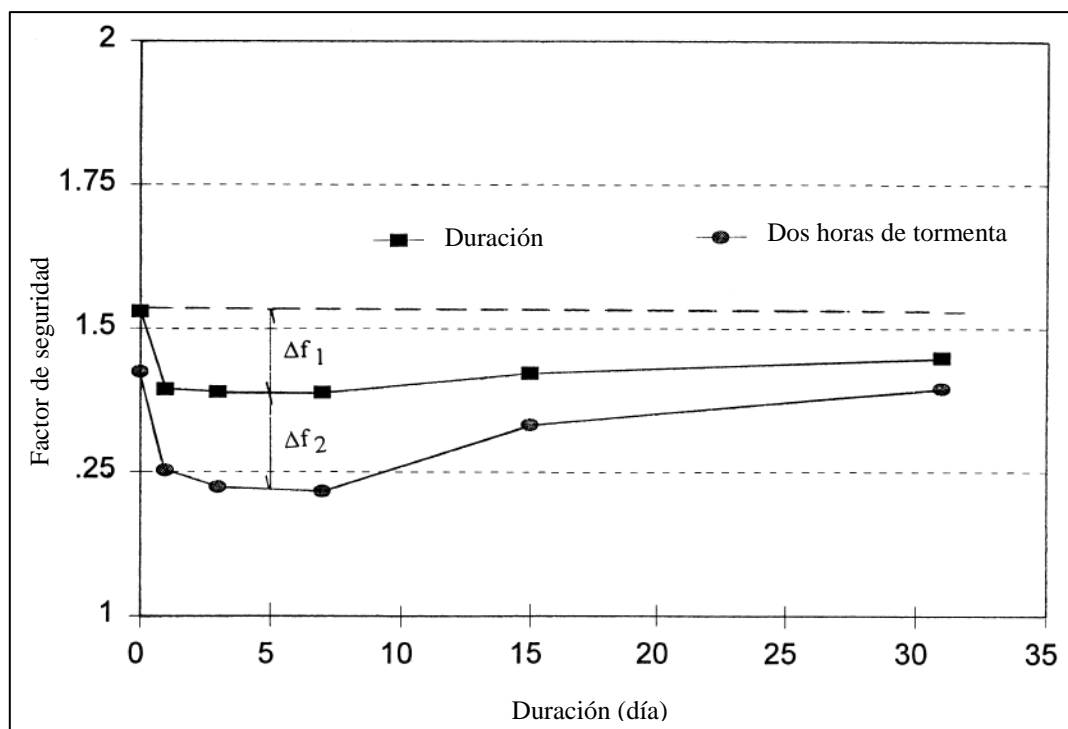


Figura 11.8: Factor de seguridad vs duración precipitaciones. [Ng y Q. Shi, 1998].

La caída inicial en el factor de seguridad  $\Delta f_1$ , se atribuye al aumento de nivel freático como también a la duración de las precipitaciones. Sin embargo, si las lluvias duran más tiempo que la duración crítica, el aumento del nivel freático disminuye a medida que aumenta la duración de estas.

Una tormenta de dos horas afecta el factor de seguridad con y sin precipitaciones antecedentes. Sin embargo, el grado de influencia de las 2 horas de tormenta sobre el factor de seguridad depende de la duración de las precipitaciones antecedentes.

Basándose en los resultados analizados, existe una duración crítica de precipitaciones, lo que conduce a un menor factor de seguridad. Para este estudio, la duración crítica de precipitaciones se encuentra entre 3 a 7 días.

Para investigar la sensibilidad del factor de seguridad en la permeabilidad del suelo saturado en Hong Kong (Ng y Q Shi, 1998), han adoptado típicas permeabilidades de saturación del suelo (Tabla 11.1). Dado que se ha seleccionado sólo una limitada pero práctica gama de permeabilidades de suelo saturado, no hay garantía de que la permeabilidad crítica del suelo saturado se encontrara dentro del rango seleccionado.

Inicialmente se considera un flujo isotrópico homogéneo, es decir, la permeabilidad del suelo saturada en la dirección x ( $k_x$ ) y en la dirección y ( $k_y$ ) se supone que son iguales.

Para suelos con muy baja permeabilidad de  $4,8 \times 10^{-6}$  m/s, el nivel freático del suelo se eleva significativamente y aumenta el grado de saturación.

La Figura 11.9 indica la variación del factor de seguridad con la permeabilidad del suelo saturado para una intensidad de precipitaciones dada en una pendiente.

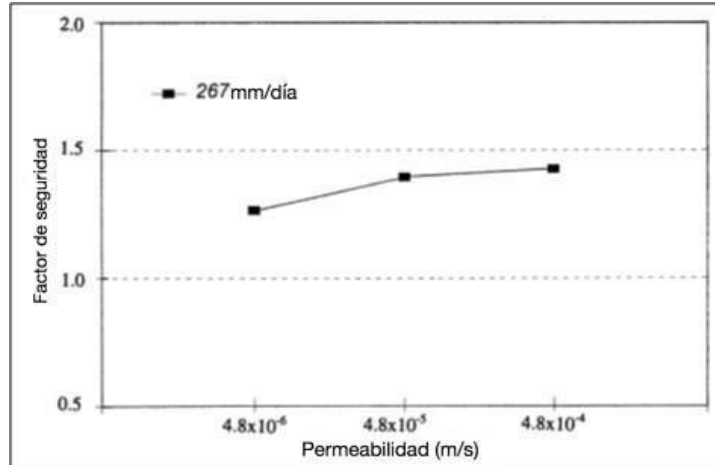


Figura 11.9: Factor de seguridad frente a la permeabilidad del suelo. [Ng y Q. Shi, 1998]

El factor de seguridad se reduce con la disminución de la permeabilidad del suelo saturado, pero la tasa de reducción del factor es relativamente pequeña para suelo muy permeables con respecto a la intensidad.

Para los estudios paramétricos de flujos anisotrópicos, dos casos son considerados,  $(k_x / k_y) = 2$  y  $4$ , manteniendo  $k_x = 4,8 \times 10^{-5}$  m/s sin cambios donde la anisotropía de la permeabilidad tiene una influencia significativa en la posición del nivel freático inicial.

Comparando con la distribución de presión de poros para el caso de la permeabilidad del suelo isotrópico, se observa un aumento sustancial de la capa freática principal (más de 1 m) para las tres secciones transversales consideradas en el suelo con  $k_x/k_y=2$ .

Para el caso de la relación anisotrópica superior,  $k_x / k_y = 4$ , El nivel freático del suelo se eleva sustancialmente en las tres secciones consideradas.

La Figura 11.10 muestra la influencia de diferentes relaciones de permeabilidad anisotrópicas sobre la estabilidad de la pendiente de corte. Se puede apreciar que el factor de seguridad disminuye a medida que la relación de permeabilidad anisotrópica aumenta. Este disminuye aún más cuando la pendiente se somete a una precipitación diaria de 267 mm y la pendiente fallará si se da la relación de  $k_x / k_y = 4$ .

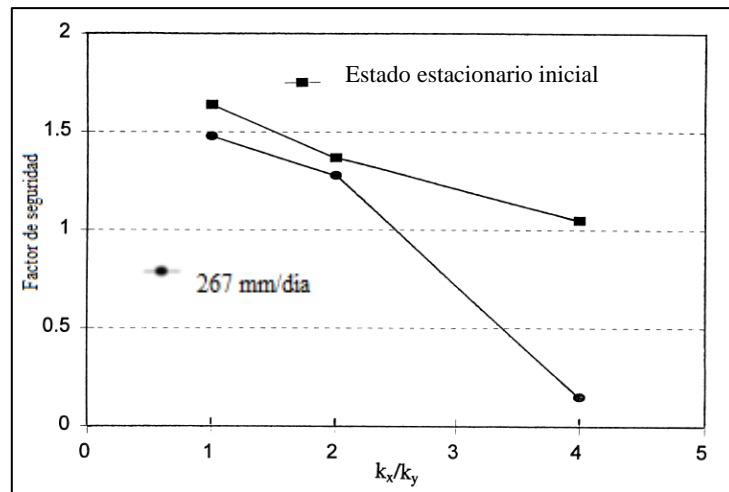


Figura 11.10: Factor de seguridad contra la permeabilidad del suelo anisotrópico. [Ng y Q. Shi, 1998]

#### 11.1.6 [6] Cho y Lee.

Investigaciones realizadas por Cho y Lee, en el año 2002, demuestran que las fallas superficiales durante los períodos prolongados de infiltración producidas por el avance del frente húmedo, no sólo se pueden modelar con elementos finitos, sino que también pueden ser evaluadas con métodos discretos. Los autores estimaron la probabilidad de falla de la pendiente en virtud de prolongadas lluvias, utilizando tres métodos:

1. Método de Pradel y Raad, basado en las fórmulas del modelo de Green-Ampt que son ecuaciones tridimensionales, toman en cuenta características de la lluvia tales como la intensidad y la duración de los distintos períodos de retorno. Este modelo se basa además, en que la infiltración acumulada es igual a la intensidad de lluvia multiplicada por la duración de la precipitación.
2. Método de elementos finitos.
3. Método de Cho y Lee, es una forma modificada del modelo de infiltración de Mein y Larson, el cual evalúa la probabilidad de que ocurra una falla superficial de talud debido a un evento particular de precipitación y su intensidad. Este método se basa en que la infiltración acumulada puede ser calculada multiplicando la intensidad de la lluvia uniforme por la duración.

Las formulaciones matemáticas para este modelo, resumidas en la siguiente figura, pueden ser fácilmente utilizadas. El área sombreada en la Figura 11.11 representa las soluciones para una condición de encharcamiento incipiente.

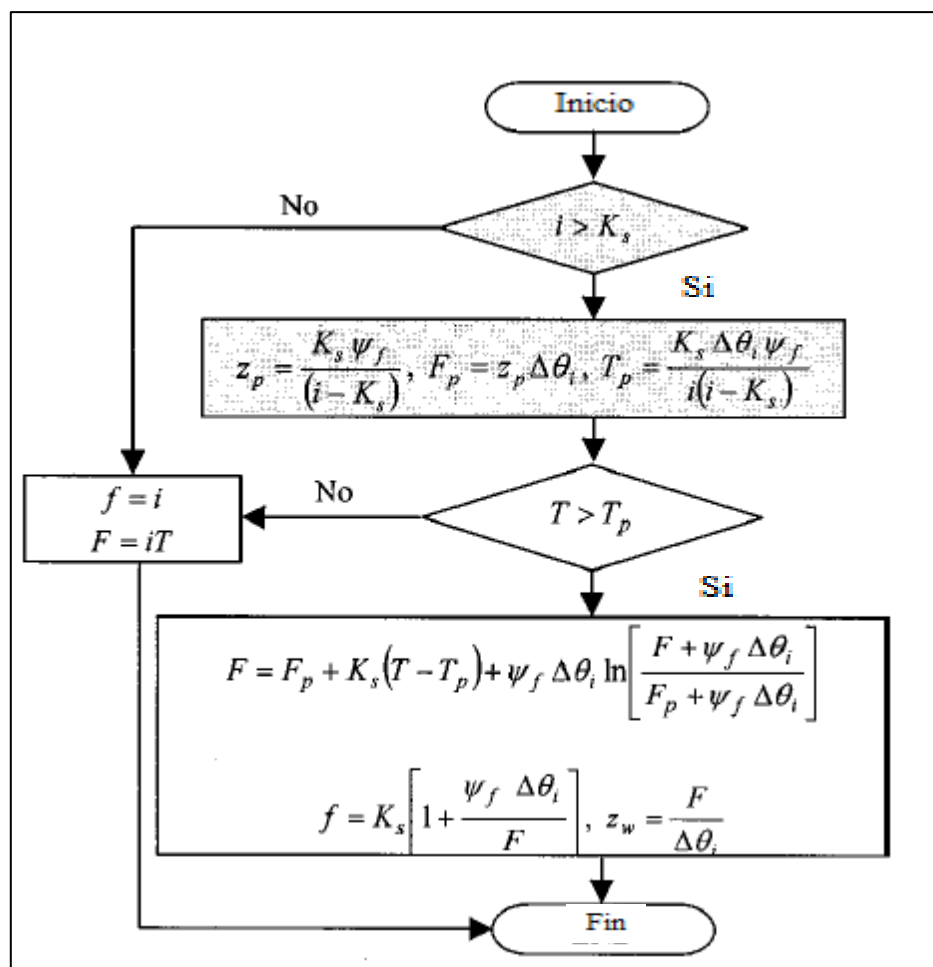


Figura 11.11: Diagrama de flujo del modelo de infiltración durante una lluvia uniforme.[Cho y Lee, 2002].

Para calcular la influencia de la infiltración en la estabilidad superficial de taludes, una vez más, al igual que en otras investigaciones, se utilizó el modelo de talud infinito, el cual considera la contribución de la presión de poros negativa en la resistencia al corte que se da en la superficie de falla por el método de equilibrio límite.

La relación entre la intensidad y duración de lluvia para diferentes períodos de retorno, se denomina una curva de duración-frecuencia-intensidad (IDF), determinada a partir de un análisis estadístico, indicada en la Figura 11.12, donde la curva B se puede conseguir mediante el cálculo del tiempo de encharcamiento de la ecuación (21) para intensidades de lluvia más grandes que el valor de la conductividad hidráulica saturada. Teniendo en cuenta que cada punto de la curva proporciona un requisito mínimo para la saturación ( $I_{min}$ ,  $T_{min}$ ) a una profundidad  $Z_p$  correspondiente. Por lo tanto la Figura 11.12 indica que sólo la precipitación sobre la curva B puede saturar el suelo a la profundidad correspondiente del frente de humectación.

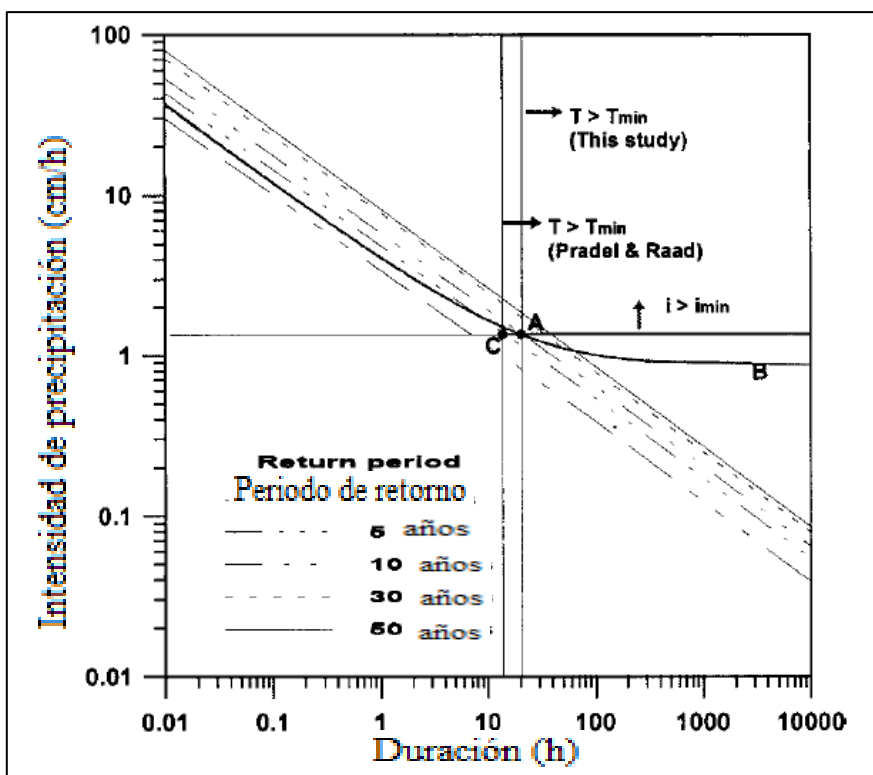


Figura 11.12: Requisitos mínimos para saturar hasta  $z_w$  profundidad. [Cho y Lee, 2002].

Se indica en la Figura 11.13 de acuerdo con la ecuación (18), la profundidad correspondiente del frente de humectación incipiente en el encharcamiento en función de la intensidad de la lluvia.

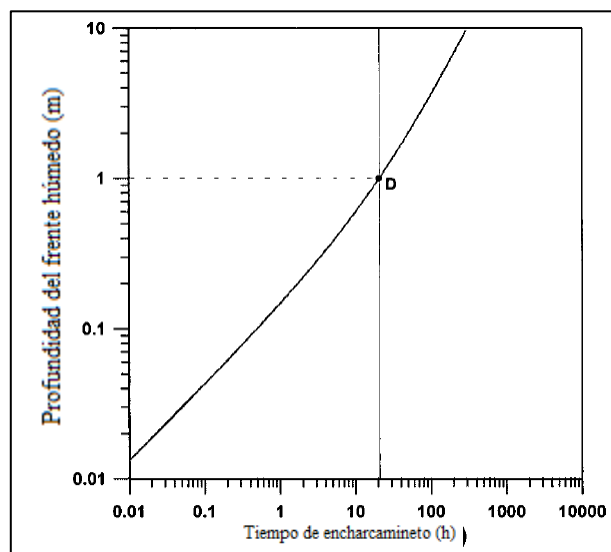


Figura 11.13: Profundidad del frente húmedo que corresponde al tiempo de encharcamiento. [Cho y Lee, 2002].

El factor de seguridad de estabilidad se calculó para tres ángulos de inclinación diferentes utilizando la ecuación (11). Los resultados se presentan en la Figura 11.14 para profundidades de



cero a dos metros. A partir de la figura, el efecto de infiltración en la estabilidad de la pendiente, desencadena una falla poco profunda después del avance suficiente del frente de humectación. El requisito mínimo de la precipitación para la saturación a una profundidad de un metro por el método de Pradel y Raad y el método modificado se comparan en la Figura 11.12.

1. Método de Pradel y Raad; La condición limitante se representa por el punto C en la Figura 11.12.  $T_{\min}=13.85$  h de la ecuación 8 y  $I_{\min}=1,35$  cm/h de la ecuación (11). La figura ilustra que intensidades de lluvia superiores a 1,35 cm/h pueden cumplir con el requisito mínimo de saturación a una profundidad de 1 m.

2. Método modificado basado en el modelo de Mein y Larson; La condición límite representó como punto A que se mueve sobre la curva B era  $T_{\min}=20.78$  h y  $I_{\min}=1.35$  cm/h de las ecuaciones (21) y (23), respectivamente.

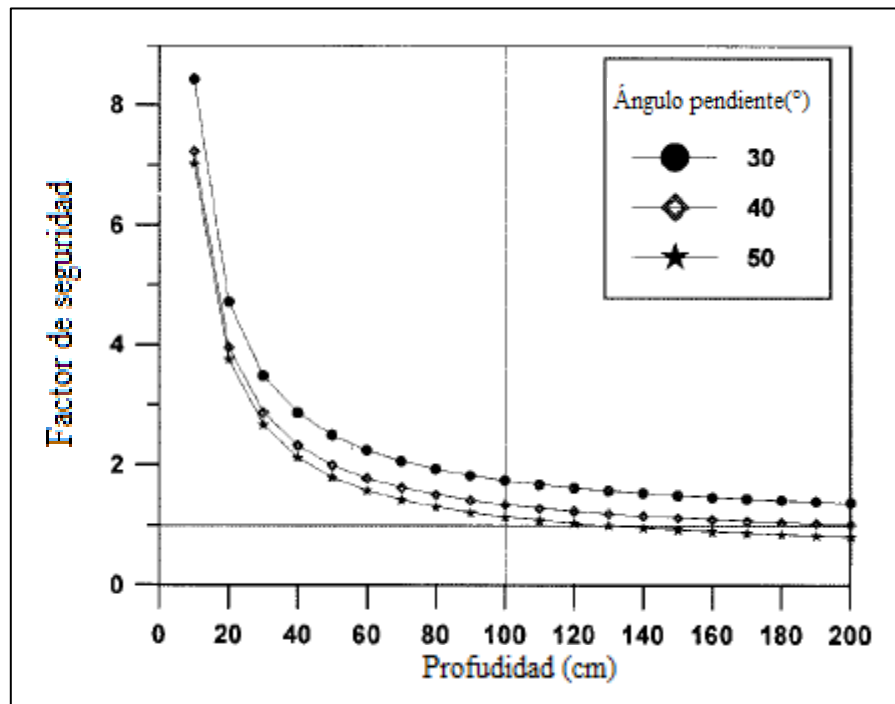


Figura 11.14: Variación del factor de seguridad con la profundidad del frente húmedo. [Cho y Lee, 2002].

Para comparar los resultados con los obtenidos a partir de métodos aproximados elaborado por Cho y Lee el 2002, una serie de elementos finitos de infiltración transitoria y equilibrio límite de equilibrio análisis se llevaron a cabo utilizando SEEP / W y SLOPE / W (Geo-Slope Internacional 1999), para distintos tipos de suelos.

La variación de factor de seguridad se calculó con el tiempo para tres tipos diferentes de suelos y para dos ángulos de inclinación. El suelo arenoso se excluyó del análisis numérico debido que el encharcamiento no se produce en el suelo.

Tabla 11.2: Factor de seguridad para 3 tipos de suelos. [Cho y Lee, 2002].

Tipo de suelo	$T_p$ (horas)	$I_{\min}$ (cm/h)	Factor de seguridad	
			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 40^\circ$
Arena fina	7.8	2.3	1.62	1.19
Limo	60.9	0.275	2.26	1.83
Limo residual	613.6	0.0489	1.86	1.48

El factor de seguridad determinado por el análisis de estabilidad de taludes utilizando SLOPE / W se muestra en la Figura 11.15 con los resultados predichos por métodos aproximados. De los resultados, se puede reconocer que el análisis de elementos finitos de dos dimensiones predice más rápido avance del frente de humectación en cuestas empinadas que las pendientes suaves, mientras que los métodos aproximados no pueden considerar la variación del ángulo de la pendiente ya que el método se basa en la solución de infiltración unidimensional. Sin embargo, también debe mencionarse que las pendientes empinadas tendrán como resultado escorrentía, lo que afectará al tiempo de disponibilidad de agua para infiltrarse. Por el contrario, pendientes suaves tendrán un menor impacto en el proceso de infiltración debido a la disminución de la escorrentía (Williams 1998). Además, Bouwer 1966 demostró que la conductividad hidráulica del suelo por encima del frente de humectación es menor que la conductividad hidráulica saturada  $K_s$ , por lo que  $0.5 K_s$  se puede utilizar. Por lo tanto, las observaciones de campo serían más lento que el movimiento del frente de humectación predicho por el método aproximado utilizado en este estudio. En base a estas razones, se cree que los malos resultados obtenidos a partir del método aproximado anularían las aplicaciones de campo.

De la Figura 11.15, también se reconoció la similitud entre el método aproximado y el análisis numérico en los suelos arenosos.

Como era de esperar, el procedimiento de Pradel y Raad predice que el frente húmedo toma menos tiempo para llegar a una cierta profundidad. Por lo tanto, este modo es más conservador en comparación con el método de elementos finitos y el método modificado.

Aunque el método de aproximación tiene algunas limitaciones, su uso adecuado ofrece una forma rápida y simple para estimar la estabilidad de las laderas, debido a la infiltración.

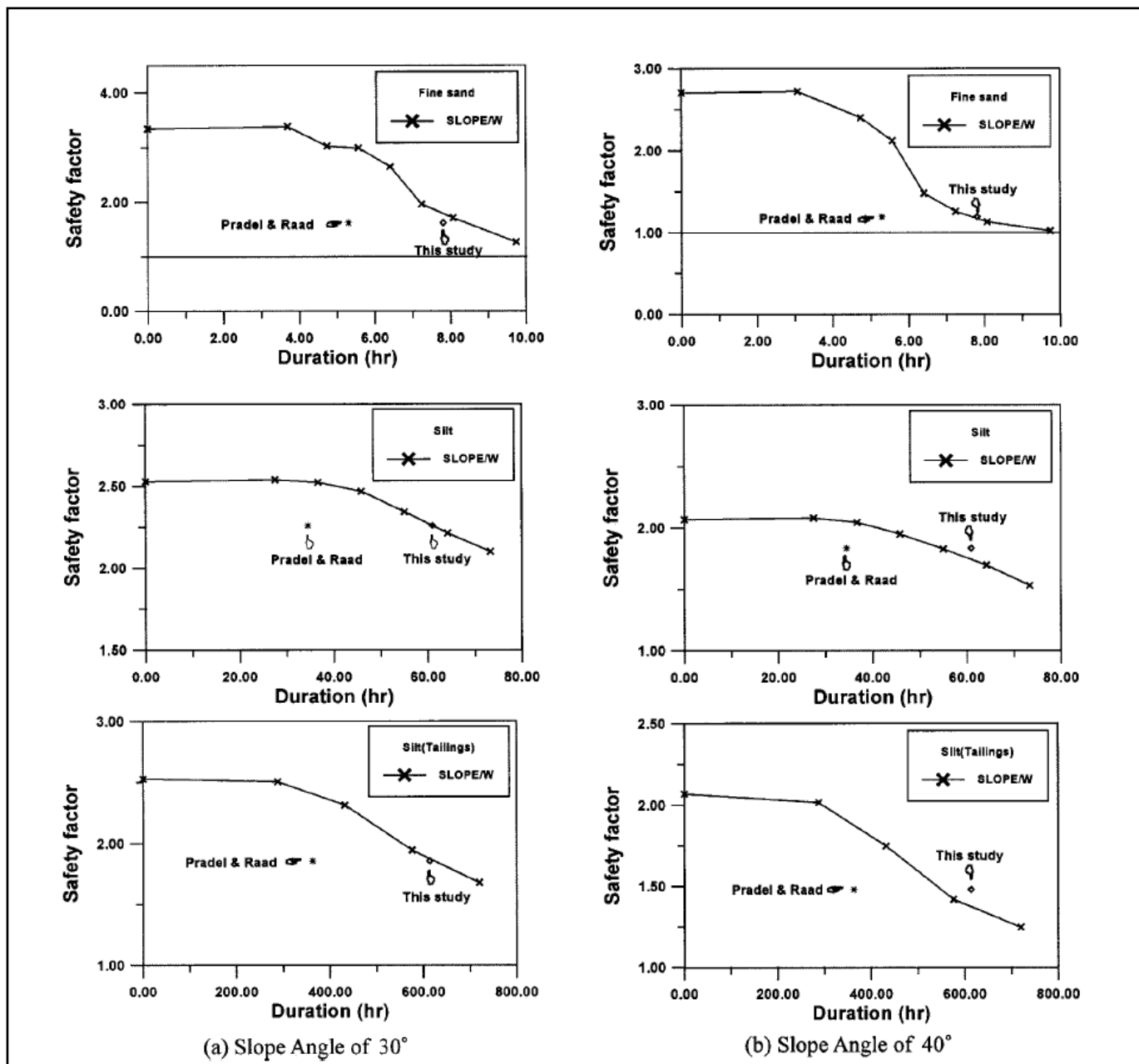


Figura 11.15: Comparación de los métodos aproximados con análisis numérico (a) ángulo de inclinación de 30°; y (b) ángulo de inclinación de 40°. [Cho y Lee, 2002].

- Modelo de infiltración

*Modelo de Green-Ampt*

La cantidad de lluvia que puede infiltrarse en el suelo en un momento dado varía de cero a la capacidad de infiltración, que es una función de la humedad contenida y la intensidad de la precipitación. Capacidad de infiltración es la velocidad máxima en la que un suelo determinado puede absorber agua; varía con el tiempo y disminuye acercándose a un valor mínimo

(aproximadamente igual a la conductividad hidráulica saturada) a medida que continúa la infiltración (Espinoza 1999).

Ellos asumieron un perfil tipo pistón con contenido de agua con un frente de humectación bien definido. En su modelo, la cabeza de aspiración en el frente de humectación  $\psi_f$  se supone que es constante, y en la zona de suelo por encima del frente de humectación, el déficit de humedad  $\Delta\theta_i$  se expresa como la diferencia entre el contenido volumétrico de agua antes y después de la humectación, es uniforme, y el coeficiente de conductividad hidráulica saturada  $K_s$  es constante. Se supone que el suelo está completamente saturado desde la superficie hasta la profundidad  $Z_w$  del frente húmedo, mientras que el suelo por debajo del frente de humectación es en el grado inicial de saturación. Mediante la aplicación de la ley de Darcy, la capacidad de infiltración  $f$  puede enunciarse como sigue:

$$f = K_s \left( \frac{z_w + \psi_f}{z_w} \right) = \frac{dF}{dT} \quad (15)$$

La integración de la ecuación 6 se obtiene la siguiente expresión para la infiltración acumulada  $F$ :

$$F = z_w \Delta\theta_i = K_s T + \Delta\theta_i \psi_f \ln \left( 1 + \frac{F}{\Delta\theta_i \psi_f} \right) \quad (16)$$

De la ecuación (16), El tiempo necesario para saturar el suelo a la profundidad  $Z_w$  se puede escribir como (Pradel y Raad 1993):

$$T_w = \frac{\Delta\theta_i}{K_s} \left[ z_w - \psi_f \ln \left( \frac{\psi_f + z_w}{\psi_f} \right) \right] \quad (17)$$

Estimación de los parámetros para el modelo de Green-Ampt

La adecuada estimación de los parámetros que son específicos para un sitio es un pre-requisito para tener una buena concordancia entre los datos calculados y medidos. El parámetro de déficit de humedad ( $\Delta\theta_i$ ), el cual es especificado como condición inicial para considerar los contenidos existentes de humedad, puede ser obtenido de mediciones experimentales. El valor de la conductividad hidráulica saturada sobre el frente húmedo ( $K_s$ ) depende del tipo de suelo y puede ser medido en terreno. La cabeza de succión en el frente húmedo  $\Psi_f$  es función del contenido de agua del suelo y puede ser determinado mediante mediciones experimentales o de la siguiente ecuación (Mein and Farrel 1974; Swartzendruber 1897):

$$\psi_f = \int_0^{\psi_i} K_r(\psi) d\psi \quad (18)$$

Donde  $\Psi_i$  corresponde al valor de succión con el contenido inicial de humedad y el  $K_r$  es la función relativa de la conductividad hidráulica. Los parámetros hidráulicos para suelos típicos comúnmente utilizados en modelos de zonas instauradas pueden ser obtenidos de publicaciones.

### *Métodos aproximados para evaluar la influencia de la infiltración*

#### *Método de Pradel y Raad*

Pradel y Raad 1993, propone un método basado en el modelo de Green-Ampt que tiene las características de las precipitaciones, como la intensidad y duración para diferentes periodos de retorno. Su método requiere dos condiciones para estar satisfechos con el fin de lograr la saturación del suelo a profundidad crítica  $Z_w$ , en la cual puede ocurrir la falla de la pendiente. Estas condiciones son que la intensidad de lluvia ( $i$ ) debe ser mayor que la capacidad de infiltración del suelo y que la precipitación debe ser más larga que  $T_w$  (es decir,  $i \geq f$  y  $T \geq T_w$ ).

#### *Modelo de infiltración durante una lluvia uniforme*

Los estudios de infiltración para una condición de flux dada han sido desarrollados sistemáticamente desde 1970. En este paper, un simple modelo de dos etapas (Mein and Larson 1973) basado en el modelo de Green-Ampt fue usado para modelar la infiltración en un suelo homogéneo con una concentración inicial de humedad uniforme, bajo una lluvia de intensidad constante. Este modelo es adecuado para una situación donde la intensidad de la lluvia es inicialmente menor que la capacidad de infiltración del suelo.

Para una lluvia uniforme, el encharcamiento ocurre cuando la velocidad de infiltración es igual a la capacidad de infiltración y la cabeza de presión en la superficie se hace cero. La profundidad del frente húmedo  $z_p$  en el encharcamientos incipiente puede ser predicha reemplazando  $f=i$  en la ecuación (15), así

$$z_p = \frac{K_s \psi_f}{(i - K_s)} \quad (19)$$

Luego, la infiltración acumulada a encharcamientos puede ser calculada como,

$$F_p = z_p \Delta \theta_i = \frac{K_s \Delta \theta_i \psi_f}{(i - K_s)} \quad (20)$$

El tiempo correspondiente de encharcamiento puede ser calculado como,

$$T_p = \frac{F_p}{i} = \frac{K_s \Delta \theta_i \psi_f}{i(i - K_s)} \quad (21)$$

Si la intensidad de la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración, luego la infiltración acumulada se calcula como,

$$F = F_p + K_s(T - T_p) + \psi_f \Delta\theta_i \ln \left( \frac{F + \psi_f \Delta\theta_i}{F_p + \psi_f \Delta\theta_i} \right) \quad (22)$$

Si se asume que el encharcamiento ocurre al principio del proceso de infiltración, la ecuación (22) se reduce a la ecuación (16). También es sabido que la infiltración acumulada en la ecuación (22) no es expresada explícitamente como una función dependiente del tiempo, entonces, se hace necesario un proceso iterativo.

La función de aproximación para el decaimiento de la infiltración durante el encharcamiento depende de la infiltración acumulada,

$$f = K_s \left( 1 + \frac{\psi_f \Delta\theta_i}{F} \right) \quad (23)$$

De la ecuación (22), el tiempo necesario para saturar el suelo hasta una profundidad  $z_w$  luego del encharcamiento puede ser escrito como,

$$T_w = T_p + \frac{\Delta\theta_i}{K_s} \left[ z_w - z_p + \psi_f \ln \left( \frac{z_p + \psi_f}{z_w + \psi_f} \right) \right] \quad (24)$$

#### Características hidráulicas

Hay dos importantes propiedades hidráulicas asociadas en la filtración en suelos no saturados, es decir, la curva característica de agua-suelo y la conductividad hidráulica relativa. Una de las funciones de la curva característica de agua-suelo más utilizada se expresa como (van Genuchten 1980):

$$S_e = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) = \left( \frac{1}{1 + [a(u_a - u_w)]^n} \right)^m \quad (25)$$

$S_e$  = Grado de saturación relativa.

A, n y m = Constantes.

La conductividad hidráulica no saturada, que varía con el contenido de agua del suelo, se predice generalmente sobre la base de la curva característica de agua-suelo, debido a las dificultades con la medición directa de la conductividad hidráulica no saturada.

La variación de la conductividad hidráulica no saturada es comúnmente representada por la función de la conductividad hidráulica relativa (Gardner 1958; van Genuchten 1980):

$$K_r(S_e) = S_e^{0.5} \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (26)$$

$$K_r = \left[ 1 + \alpha' \left( \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} \right)^\beta \right]^{-1} \quad (27)$$

$\alpha'$  y  $\beta$  = Constantes.

Se aplicaron dos métodos aproximados basados en la teoría de la infiltración unidimensional a una pendiente de grano meteorizado SM-SC. La curva característica de agua-suelo se representa mediante el uso de la función de la ecuación de van Genuchten ( $a=0.009$ ,  $m=0.581$ ,  $n=2.387$ ), y la función de la conductividad hidráulica relativa se predijo a partir de la ecuación(26). La cabeza de succión antes del frente de humectación se estimó en 54,97 cm de la ecuación (18), bajo el supuesto de un cabezal de succión inicial de 200 cm (19.6 kPa). El análisis se llevó a cabo para la condición de que la conductividad hidráulica saturada fue  $K_s=2.42 \times 10^{-6}$  m/s (0,87 cm/h) y el déficit de humedad inicial era  $\Delta\Theta_i=0.28$ . Para calcular el factor de seguridad, se utilizaron los valores de  $C'=3$  kPa,  $\gamma_t=19$  kN/m<sup>3</sup> y  $\phi=\phi^b=30^\circ$ .

11.1.7 [8] J. Kim, S. Jeong, S. Park, J. Sharma (2004).

La ecuación SWCC se determinó teniendo en cuenta las relaciones propuestas por Van Genuchten (1980) y Fredlund y Xing (1994):

$$\theta = \left[ \frac{1}{\ln\{e + (\psi/a)^n\}} \right]^m \quad (28)$$

$$\theta = \left[ \frac{1}{1 + (\psi/a)^n} \right]^m \quad (29)$$

e = base del logaritmo natural.

a, m ,n = constantes que controlan la posición y la forma de la SWCC.

$$\theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (30)$$

$\Theta_w$ = Contenido volumétrico de agua.

$\Theta_r$  y  $\Theta_s$ = Contenido volumétrico de agua residuales y saturados, respectivamente.

Prueba de papel de filtro como se especifica en la norma ASTM D5298-94 (ASTM, 2000) se utilizó para definir la SWCC para los dos suelos estudiados. Se utilizaron dos tipos de papel filtro, Schleicher y Schuell N°589 y Whatman N°42. Se encontró que las pruebas realizadas con Whatman N°42 de papel de filtro mostraron una respetabilidad superior y dieron SWCC que eran consistentes con SWCC para suelos arenosos.

Tabla 11.3: Ajuste de curvas parámetros para la SWCC para los suelos estudiados (SW, arena bien graduada; SM, arena limosa). [J. Kim y otros, 2004]

Papel filtro	Parámetros	Van genuchten(1980)		Fredlund y xing(1994)	
		SW	SM	SW	SM
Whatman	a	22	66	128	136
N° 42	n	1.95	1.53	0.86	1.2
	m	0.27	0.69	2.7	2.9
Schleicher y Schuell	a	17	53	75	163
	n	1.25	1.22	0.72	0.9
N° 589	m	0.45	0.92	2.9	4.9

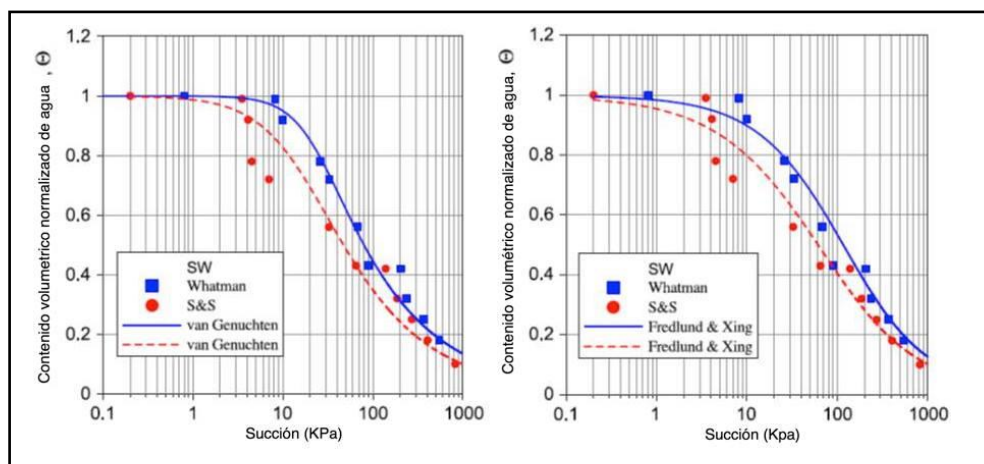


Figura 11.16 SWCC para suelo SW, datos experimentales y curvas ajustadas. [J. Kim y otros, 2004].

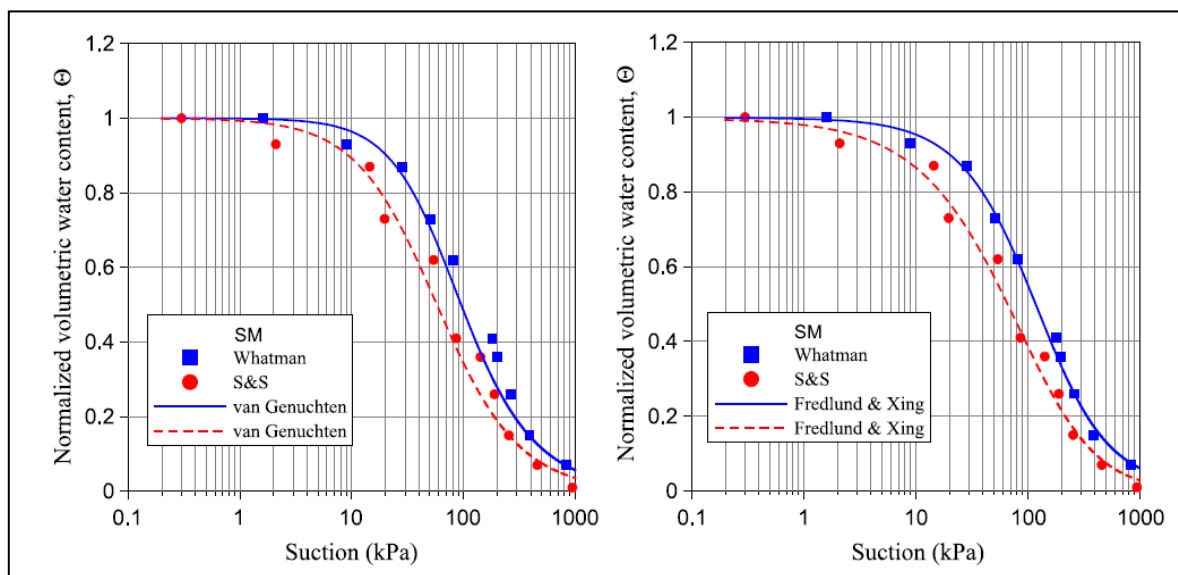


Figura 11.17 SWCC para suelo SM, datos experimentales y curvas ajustadas. [J. Kim y otros, 2004]



Tabla 11.4: Parámetros de entrada para el análisis. [J. Kim y otros, 2004].

	Parámetros para el modelo de infiltración					
	$K_1(\text{cm/h})$	$K_2(\text{cm/h})$	$\Delta\theta_1$	$\Delta\theta_2$	$\psi_{f1}(\text{cm})$	$\psi_{f2}(\text{cm})$
Grueso/fino	1.55	0.09	0.15	0.14	60.64	251.78
Fino/grueso	0.09	0.22	0.14	0.08	251.78	76.96
	Propiedades mecánicas					
	$\gamma_t(\text{KN/m}^3)$	$c'(\text{kPa})$	$\phi'(^{\circ})$	$\phi^b(^{\circ})$		
Arena	19	0	35	15		
Limo	19	10	25	10		

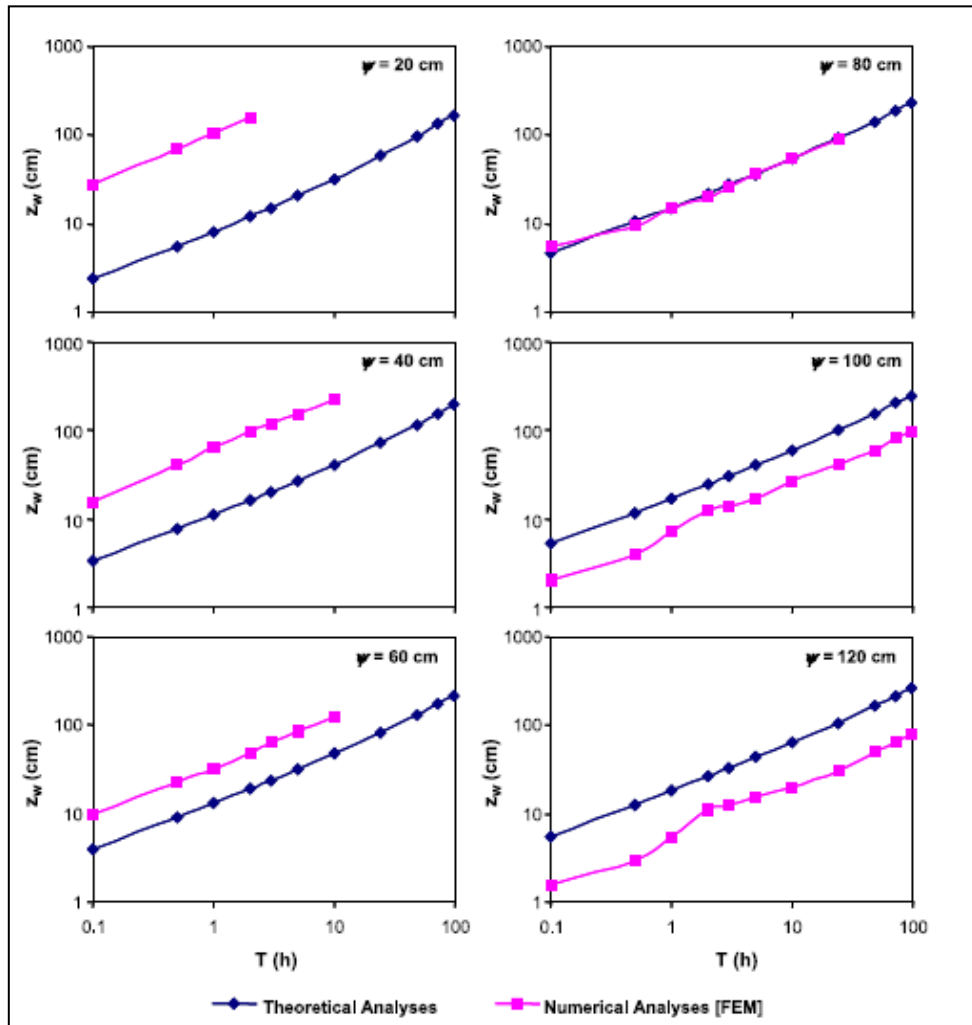


Figura 11.18 Variación de la banda de humectación con la duración de la lluvia para el suelo SW con diferentes succiones de frente húmedo ( $\psi$ ). [J. Kim y otros, 2004]

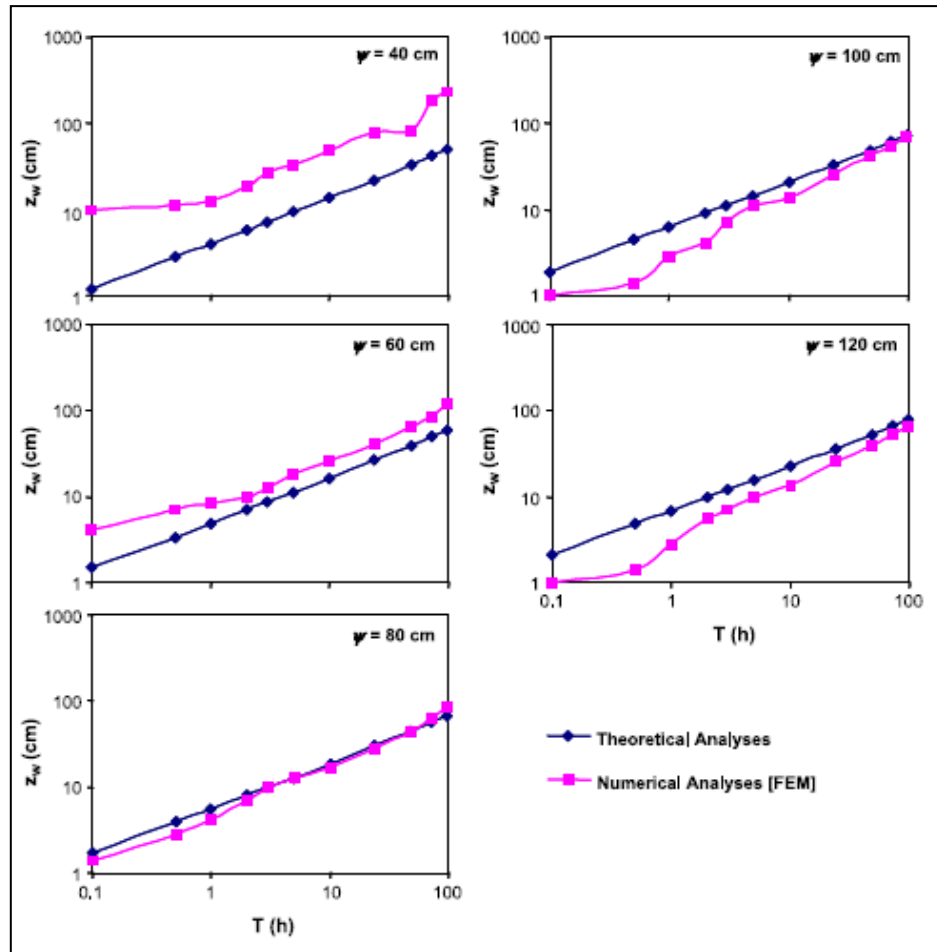


Figura 11.19 Variación de la banda de humectación con la duración de la lluvia para el suelo SM con diferentes succiones de frente húmedo ( $\psi$ ). [J. Kim y otros, 2004].

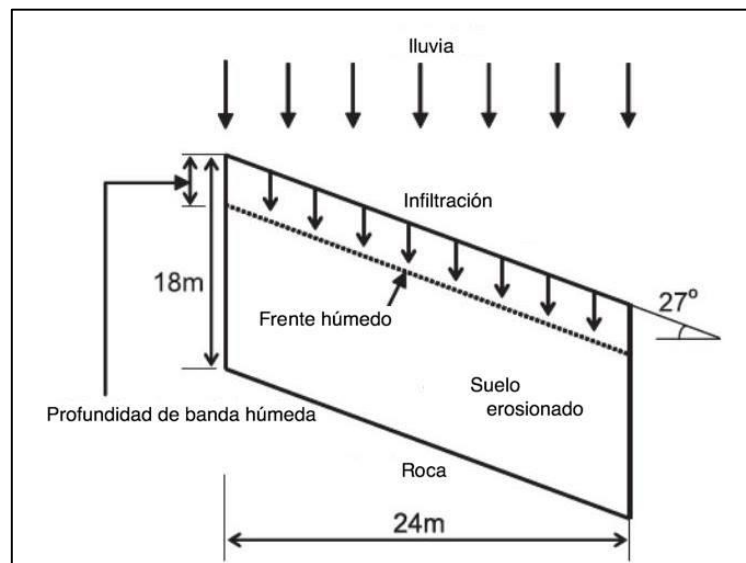


Figura 11.20 Definición de los distintos parámetros de análisis de estabilidad de taludes. [J. Kim y otros, 2004].

Tabla 11.5: parámetros de resistencia de los suelos erosionados coreanos típicos. [J. Kim y otros, 2004]

Tipo	$\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^\circ$ )
Suelto	1.7	10	25
Medio	1.8	10	29
Denso	1.9	10	33

11.1.8 K. Gavin y J. Xue.[11](2007).

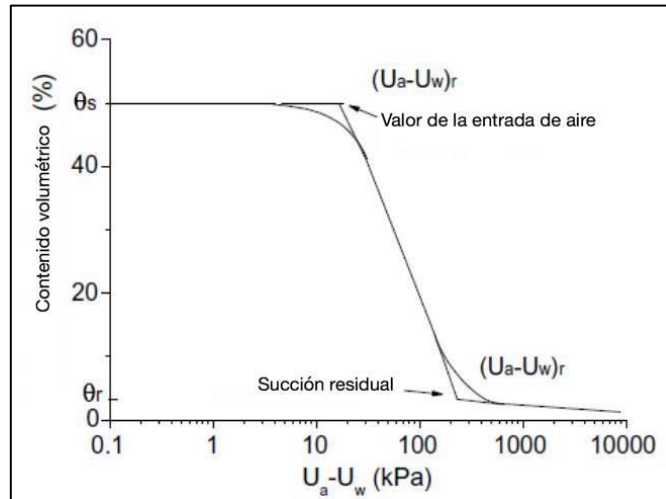


Figura 11.21 Curva característica de agua-suelo típico (Zhan y Ng).[ K. Gavin y J. Xue, 2007]

11.1.9 H. Yeh y otros (2006) [12]

Otro punto a evaluar es el grado de importancia que tiene la succión matricial, en respuesta a eventos de lluvia en la estabilidad del talud, la cual se ve afectada por el grado efectivo de saturación. Esta variable fue investigada por H. Yeh y otros (2006), presentan un procedimiento para el cálculo del factor de seguridad para un pendiente no saturada, que se encuentra sometida a una infiltración de precipitación usando el criterio modificado de rotura de Mohr-Coulomb junto con el modelo de precipitación-infiltración.

Realizan estudio en suelos de Taiwán, Estas superficies se caracterizan por fallas relativamente poco profundas (normalmente 2.0-3.0 m de profundidad) que se desarrollan en paralelo a la pendiente original (Pan, 1996). La mayoría de los valores de los parámetros del suelo necesarios para este modelo se puede encontrar en la Tabla 11.6 y Tabla 11.7. Bajo ciertas restricciones, todos los eventos de lluvia se pueden suponer independientes entre sí.

Tabla 11.6: Rango de parámetros hidráulicos del suelo para diferentes suelos [Bras 1990].

	<b>Arena</b>	<b>Limo</b>	<b>Arcilla</b>
<b><math>K_s</math> [mm/día]</b>	2940	294	29.4
<b><math>\lambda</math></b>	3.3	1.2	0.4
<b><math>\Theta_s</math></b>	0.25	0.35	0.45
<b><math>\Theta_r</math></b>	0.05	0.1	0.15
<b><math>\Psi_s</math></b>	-250	-450	-900

Tabla 11.7: Rango de las propiedades de resistencia del suelo para diversos suelos. [J kim y otros, 2004].

	<b>Arena</b>	<b>Limo</b>	<b>Arcilla</b>
<b><math>\Phi'</math></b>	35	30	25
<b><math>c'</math></b>	0	5	8

Para investigar el efecto del grado efectivo de saturación en la estabilidad de los taludes, se adoptaron tres parámetros diferentes de suelo estándar (arena, limo y arcilla). La pendiente se supone homogénea e isotrópica. Una gama de parámetros de suelo representativo de arena, limo y arcilla ha sido identificada y se enumeran en las Tabla 11.6 y Tabla 11.7, sometidos a una serie de precipitaciones, se encontró que el grado efectivo de saturación para suelos arenosos es relativamente sensible a este fenómeno y la succión matricial para suelos arcillosos sigue esta misma conducta. Como resultado, la resistencia al cizallamiento adicional proporcionada por la succión matricial se puede reducir lo suficiente como para provocar un deslizamiento de tierra poco profunda (Figura 11.22 y Figura 11.23).

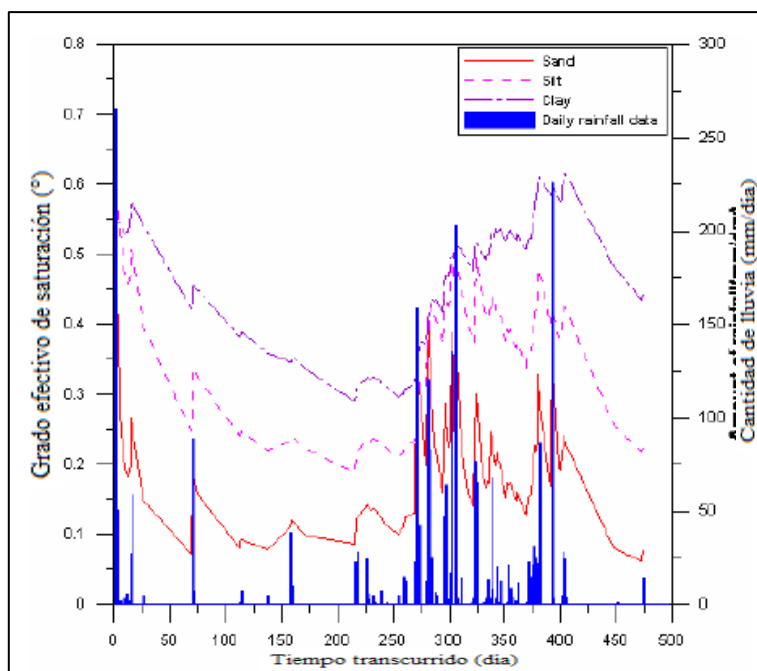


Figura 11.22 : Serie temporal de las precipitaciones y el grado efectivo de saturación en diversos suelos representativos: (a) la arena, (b) limo y (c) la arcilla. [H. Yeh y otros, 2006].

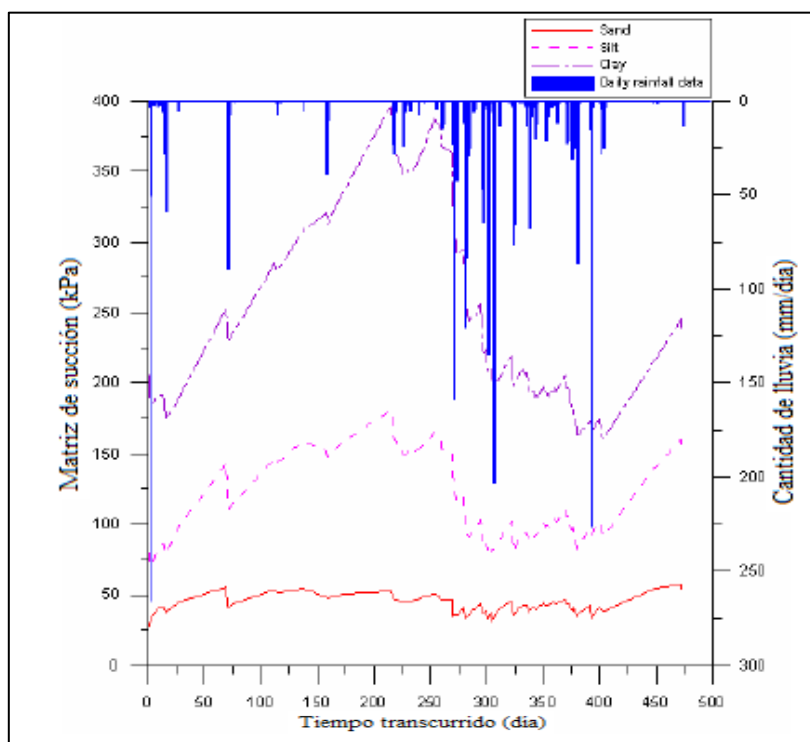


Figura 11.23: Serie temporal de las precipitaciones y la succión matricial en diversos suelos representativos: (a) la arena, (b) limo y (c) la arcilla. [H. Yeh y otros, 2006].

La Figura 11.24 presenta los cambios del factor de seguridad con el grado efectivo de saturación en varios ángulos de la pendiente. La relación entre el grado efectivo de la saturación y el factor

de seguridad indican una disminución lineal; Por lo tanto, la resistencia al cizallamiento se reduce por el aumento de contenido de agua.

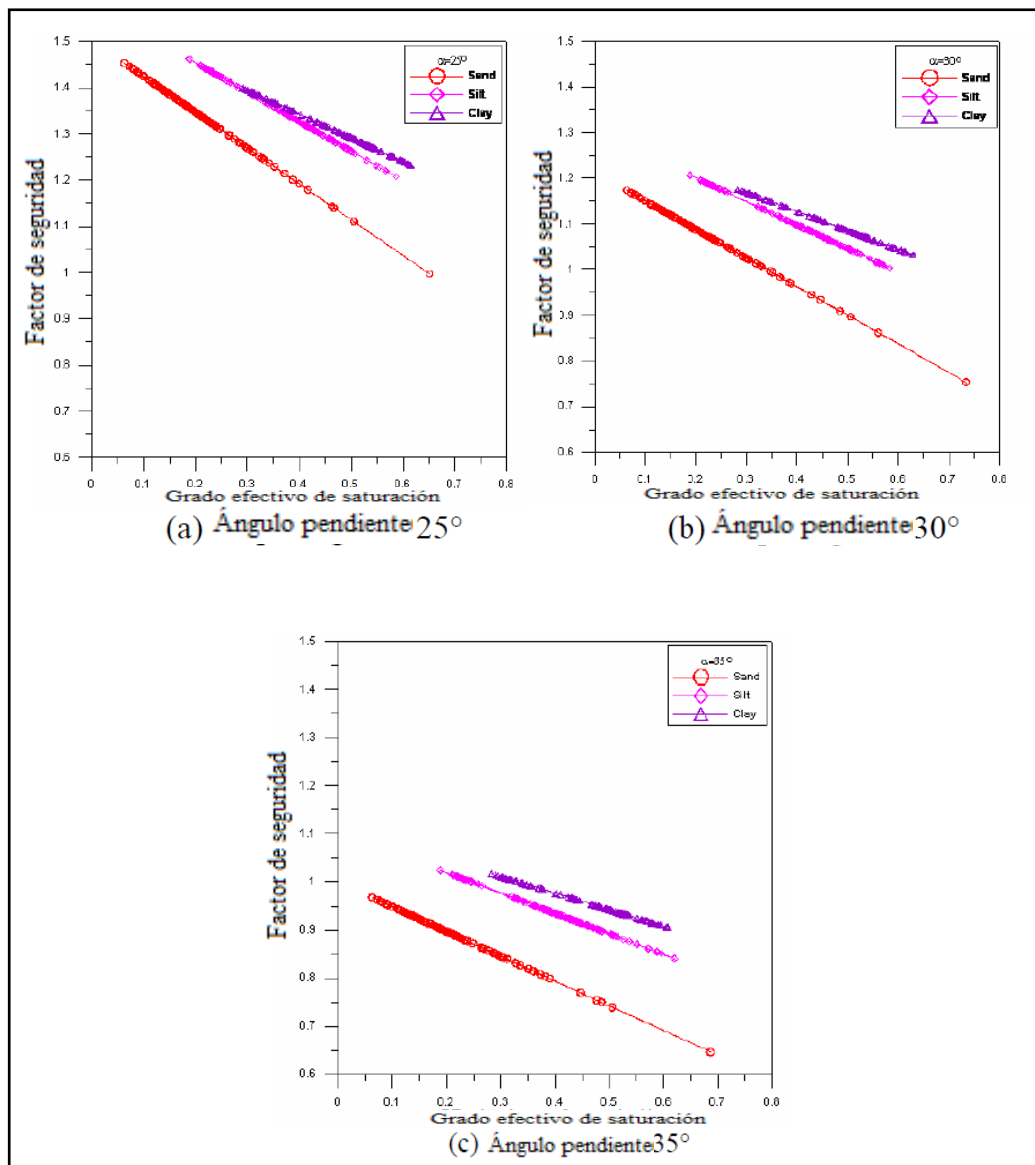


Figura 11.24: Relación entre el factor de seguridad y grado efectivo de saturación en diversos suelos representativos: (a) la arena, (b) limo, y (c) arcilla. [H. Yeh y otros, 2006].

11.1.10 [13] S. Cho (2009)

Como ya sabemos, durante los periodos de infiltración prolongada, las fallas superficiales se producen debido a la presión positiva de poros o la succión reducida cuando la presión de poros es negativa. Debido a que la infiltración es un proceso complejo, que implica generalmente un flujo no saturado en una dirección vertical, el siguiente método propuesto por S. Cho (2009), lleva a cabo un análisis de elementos finitos unidimensionales para obtener una mejor comprensión del mecanismo de flujo de la filtración en una pendiente del suelo de dos capas. Para esto utiliza el modelo de infiltración de Moore, el cual está basado en el modelo de Green & Ampt, pero a diferencia de este, cubre una situación más general incluyendo cuando el agua se mueve desde un perfil hacia arriba por la formación de un nivel freático colgado generado por una reducción de la permeabilidad del horizonte inferior.

En su estudio consideró dos tipos de suelos, arena y limo [SWCC y funciones de conductividad hidráulica].

Curva característica agua-suelo.

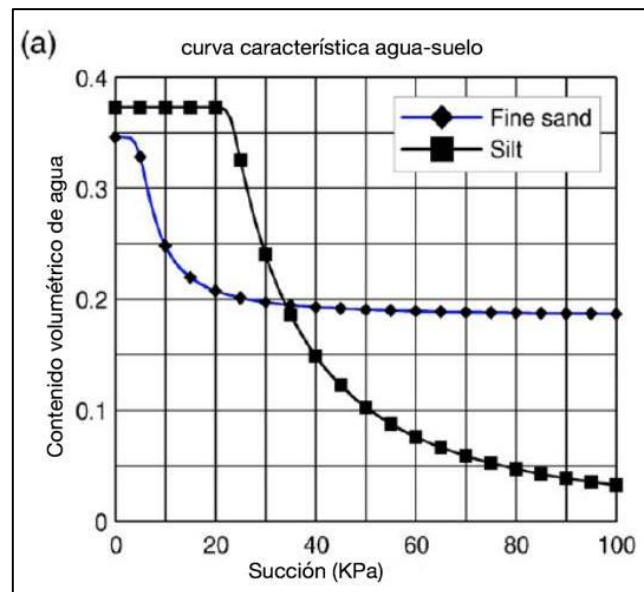


Figura 11.25: Propiedades hidráulicas para el análisis. [Cho, 2009]

Parámetros para SWCC y la función de la conductividad hidráulica. Asumiendo que la succión matricial inicial fue de 30 kPa a través de la profundidad y el espesor de la capa de superficie fue de 0,5 m.

Tabla 11.8: Parámetros para SWCC y función de conductividad hidráulica. [Cho, 2009]

Tipo de suelo	Función de conductividad hidráulica		SWCC				
	$\alpha$	$\beta$	$\theta_r$	$\theta_s$	a	n	m
Arena fina	11.31	4.03	0.185	0.346	1.841	6.442	0.229
Limo	$9.88 \times 10^{-4}$	7.38	0.0	0.373	0.426	40.057	0.041

Tabla 11.9: Parámetros de entrada para el análisis. [Cho, 2009].

	Parámetros para el modelo de infiltración					
	$K_1$ (cm/h)	$K_2$ (cm/h)	$\Delta\theta_1$	$\Delta\theta_2$	$\psi_{f1}$ (cm)	$\psi_{f2}$ (cm)
<b>Grueso/fino</b>	1.55	0.09	0.15	0.14	60.64	251.78
<b>Fino/grueso</b>	0.09	0.22	0.14	0.08	251.78	76.96
	Propiedades mecánicas					
	$\gamma_t$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)		$\phi^b$ (°)	
<b>Arena</b>	19	0	35		15	
<b>Limo</b>	19	10	25		10	

S. Cho, analizó un perfil de conductividad decreciente sometido a precipitaciones constantes, donde, si la intensidad de lluvia aplicada es menor que la capacidad de infiltración del suelo, toda la lluvia se infiltrará en el suelo. Una vez producida la saturación de la superficie, el escurrimiento se inicia y la capacidad de infiltración decrece con el tiempo hasta que la capacidad de infiltración mínima,  $k_2$ , se alcanza. (Figura 11.26 y Figura 11.27).

Resultados típicos de un análisis de elementos finitos unidimensionales utilizando SEEP/W (Geo-Slope, 2003) bajo la condición  $k_1 < i$ .



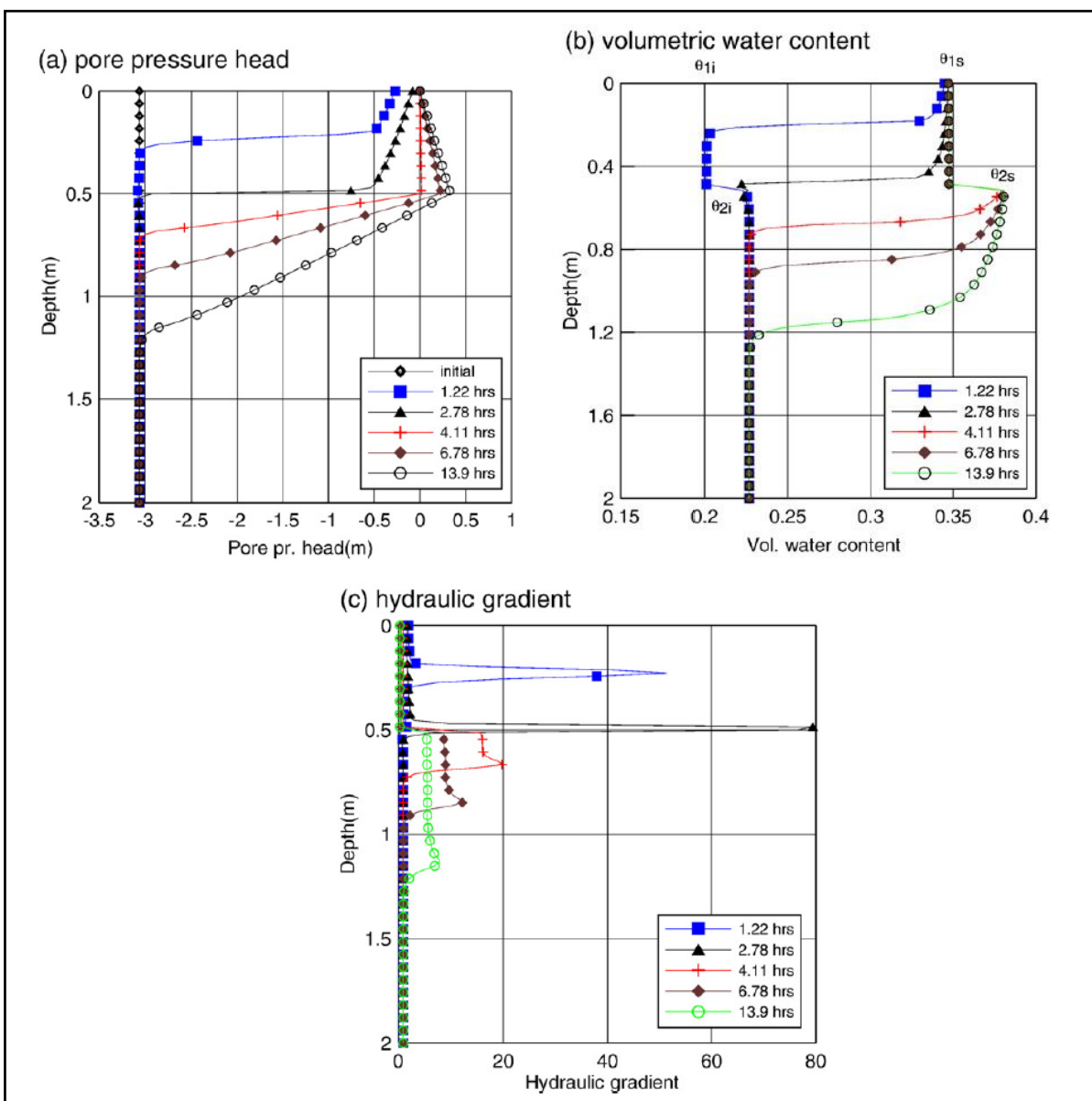


Figura 11.26: Análisis de resultados numéricos para estratificaciones gruesos sobre fino ( $K_2 < i < K_1$ ). [Cho, 2009]

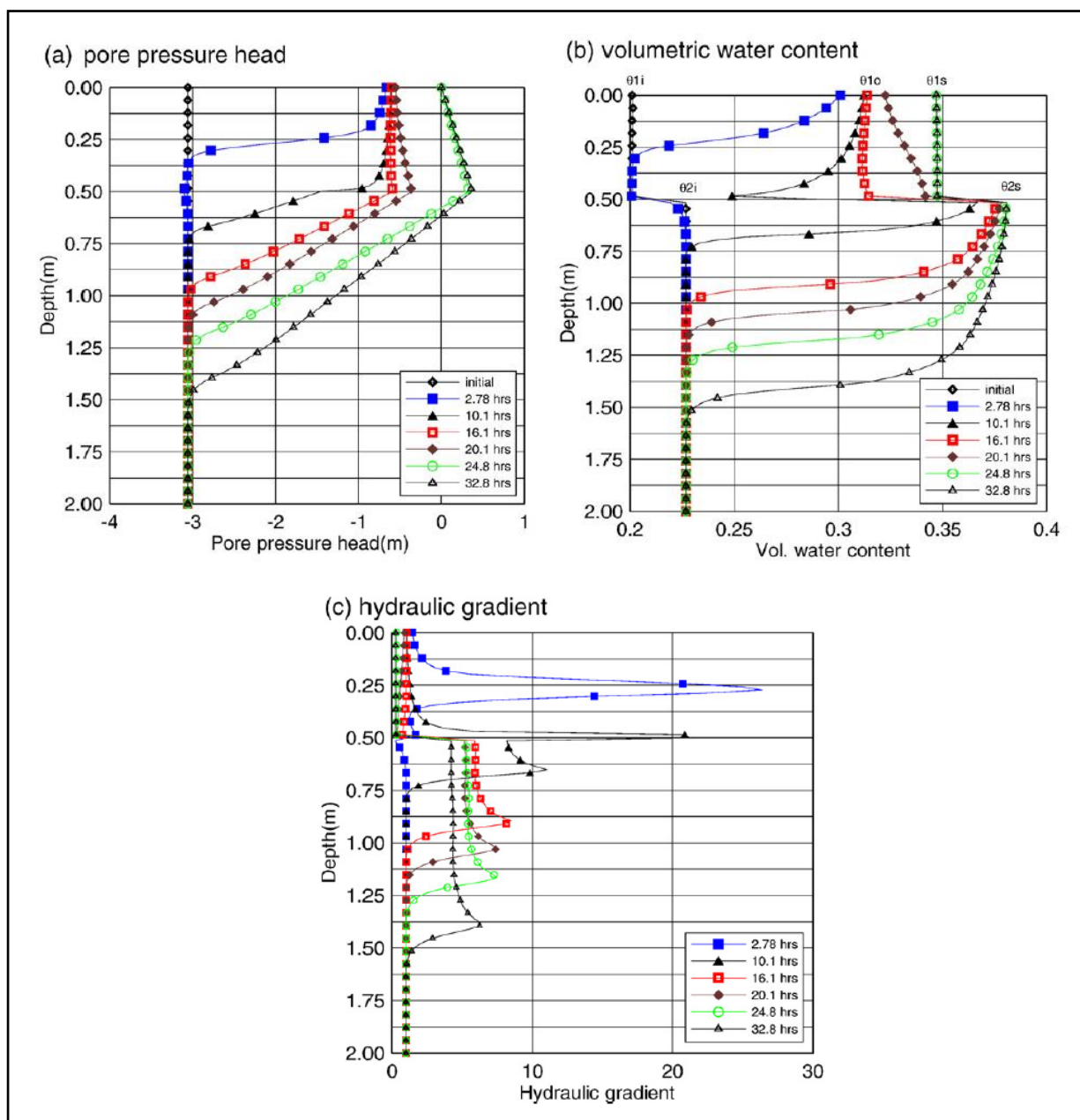


Figura 11.27: Análisis de resultados numéricos para estratificaciones gruesos sobre fino ( $K_2 < i < K_1$ ). [Cho, 2009]

La Figura 11.28, muestra el diagrama de la infiltración para diferentes intensidades de lluvia que son mayores que la conductividad hidráulica saturada de la capa inferior, pero menor que la conductividad hidráulica saturada de la capa superficial. El diagrama enseña el momento en que el frente de humectación llega a la interfaz ( $T_1$ ), el tiempo de encharcamiento del subsuelo en la interfaz ( $T_2$ ), y el tiempo de encharcamiento superficie ( $T_3$ ) se indican, respectivamente. Los resultados obtenidos mediante este estudio fueron comparados con modelos numéricos encontrándose un gran nivel de concordancia.

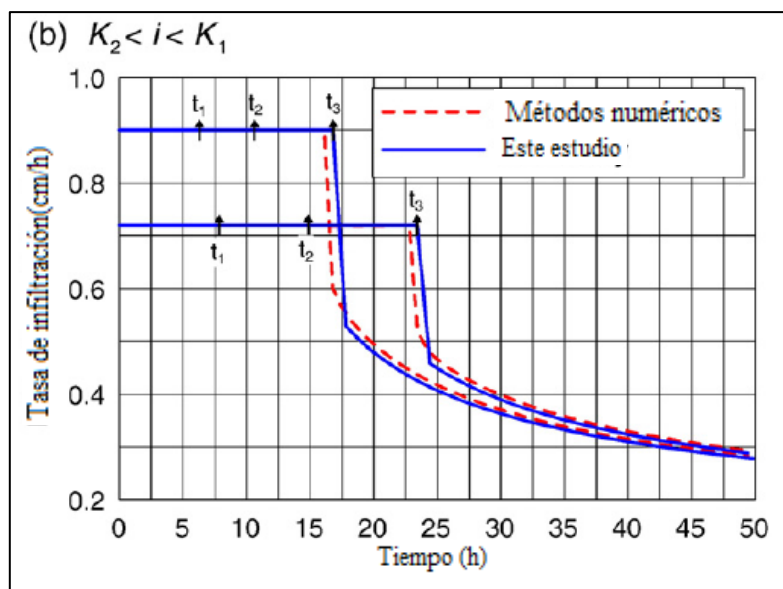


Figura 11.28: Diagrama de infiltración de condiciones de lluvias uniformes para estratificaciones gruesas sobre fino. [Cho, 2009].

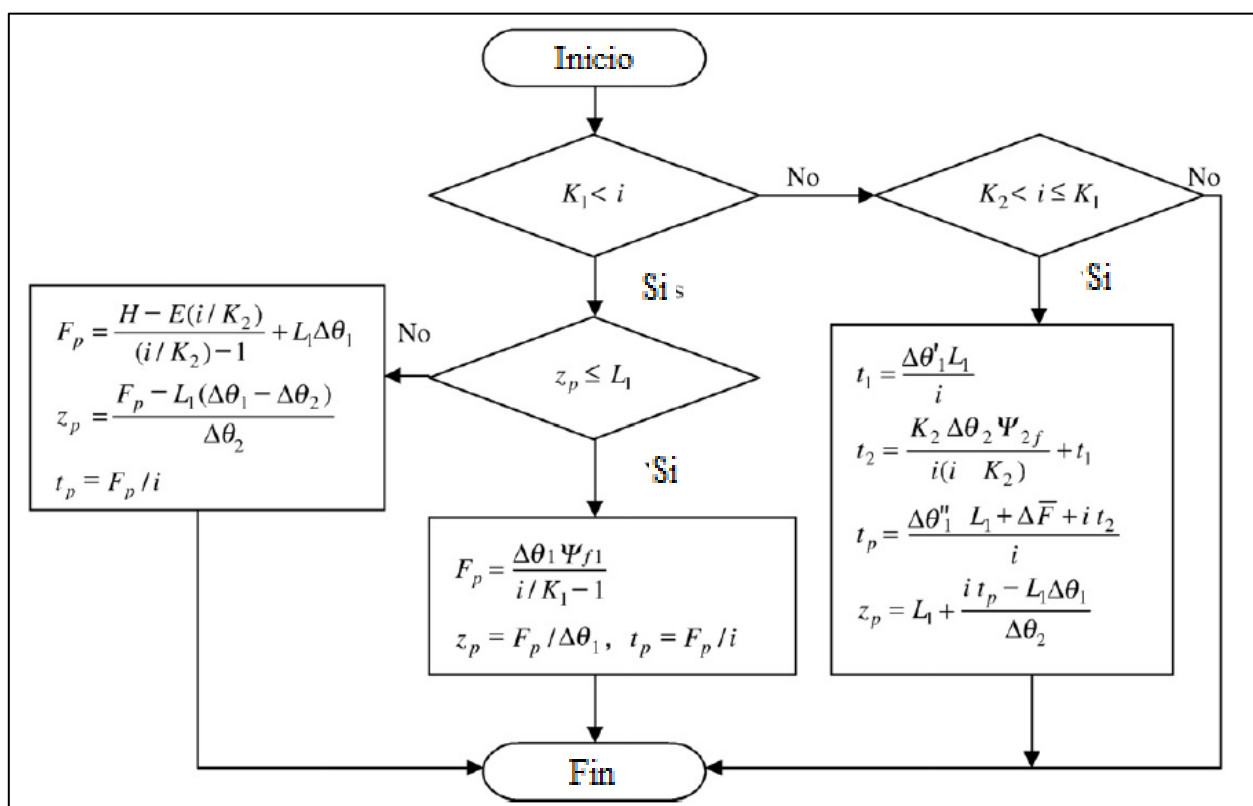


Figura 11.29: Diagrama de flujo para determinar el tiempo de encharcamiento de la superficie y profundidad correspondiente del frente de humectación para la lluvia uniforme. [Cho, 2009].

Haciendo referencia a los estudio de Pradel y Raad, 1993 (a), S.Cho establece el tiempo de encharcamiento superficial como una función de la intensidad de la lluvia, junto con la curva de

intensidad-duración-frecuencia, muestran la menor profundidad que se asocia con la intensidad más alta y por lo tanto, el tiempo antes del encharcamiento. Cada punto de la curva proporciona un requisito mínimo para la saturación ( $I_{\min}$ ,  $T_{\min}$ ) a la profundidad  $z_p$  correspondiente. (Figura 11.30 y Figura 11.31).

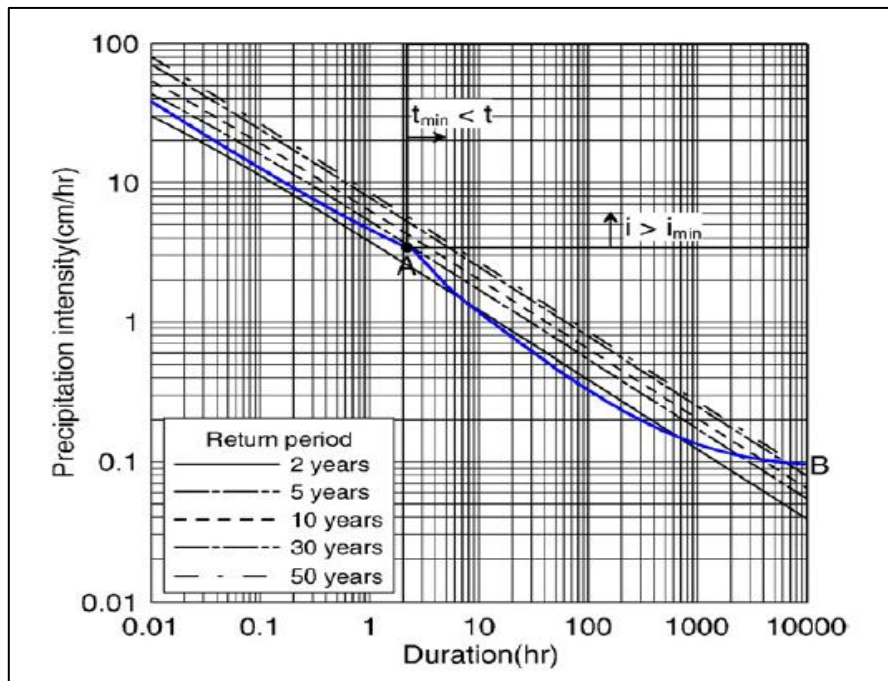


Figura 11.30: Requisitos mínimos para la saturación a una profundidad  $z_p$ . [Cho, 2009]

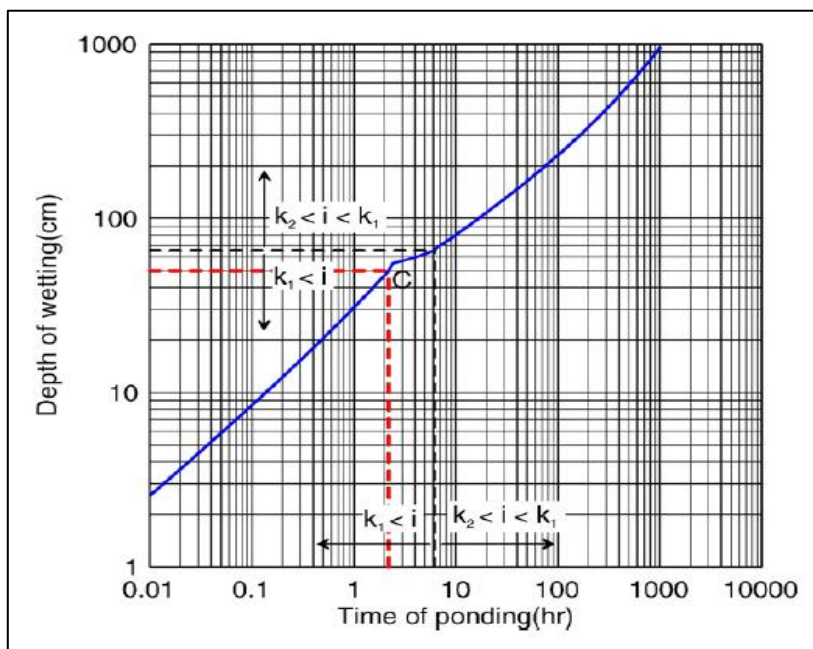


Figura 11.31: profundidad del frente húmedo en relación con el tiempo de encharcamiento. [Cho, 2009]

**Error! Reference source not found.** El resultado se presenta en la Figura 11.32 para profundidades de 0 a 3 m y para inclinaciones de 35°. A partir de la figura, el efecto de la infiltración en la estabilidad de la pendiente reduce el factor de seguridad después del suficiente avance del frente de humectación.

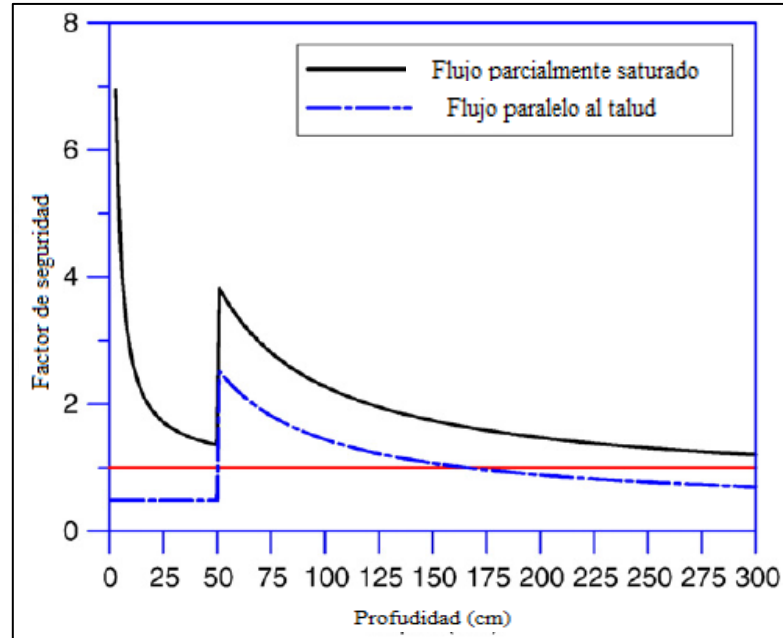


Figura 11.32: Variación del factor de seguridad con la profundidad del frente de humectación. [Cho, 2009].

Como una ilustración, el requisito mínimo de la precipitación para la saturación a una profundidad de 0.5 m por el método propuesto se muestra en la Figura 11.30 y Figura 11.31 [anexo]. Esto significa que estadísticamente intensidades de lluvia superiores a  $I_{\min} = 3.425$  cm/h tienen que durar al menos 2.19 h con el fin de saturar hasta una profundidad de 0.5 m (punto C en. Figura 11.30).

S. Cho al realizar un análisis para un perfil de conductividad creciente, obtuvo como resultado que la subcapa no alcanza la saturación porque la capa superficial es menos permeable que el subsuelo (Figura 11.34(a) y (b)). El gradiente hidráulico bajo el frente de humectación en la capa inferior disminuye debido a que la conductividad hidráulica del suelo aumenta a un valor suficiente, drenando el agua de la lluvia infiltrada desde la capa superior (Figura 11.34(c))[anexo]. La tasa de infiltración, así como la infiltración acumulada, es mucho menor en la estratificación fina sobre gruesa que en el grueso sobre estratificación fina. En este tipo de perfil, la condición de estabilidad de la pendiente es más favorable que en un perfil con conductividad decreciente, ya que la condición insaturada (presión de agua de poro negativo) se

mantiene en la capa inferior. Por lo tanto, mediante el uso de un tipo adecuado de sistema de cubierta, tales como cubiertas de arcilla compactada, membrana de plástico o pavimento de asfalto en la superficie del suelo, la estabilidad se puede mantener efectivamente en la pendiente. Después de que el frente de humectación pasa a través de la interfaz, la tasa de infiltración disminuye a un valor final constante igual al flujo de agua en la interface. Esto es porque la conductividad hidráulica de la subcapa es suficiente para drenar el agua infiltrada de la capa superior. Es decir, todo el proceso de infiltración es controlada principalmente por la capa superior menos permeable. Aunque el diagrama muestra una disminución abrupta en la tasa de infiltración, los resultados concuerdan razonablemente con los obtenidos del modelo numérico.

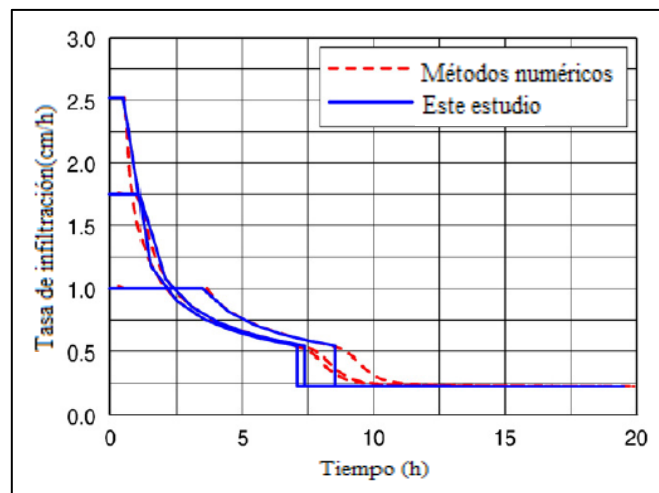


Figura 11.33: Diagrama de infiltración de condiciones de lluvias uniformes para estratificaciones finas sobre gruesas. [Cho, 2009].

Aunque el modelo propuesto tiene algunas limitaciones con respecto a la aplicabilidad general, puede proporcionar una perspectiva sobre el mecanismo de fallo de una pendiente de dos capas, bajo la infiltración de las precipitaciones.

Análisis para un perfil de conductividad creciente.

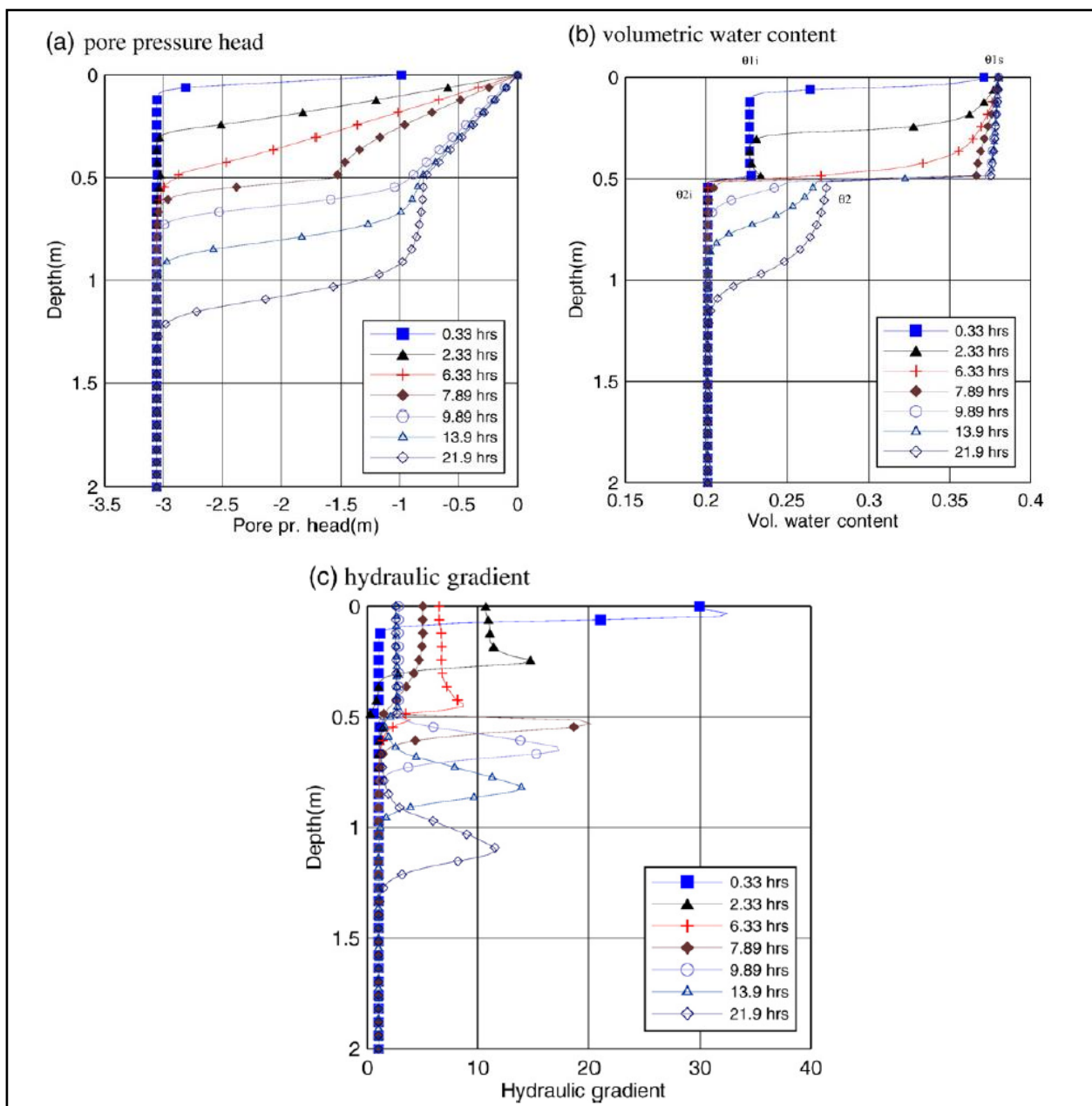


Figura 11.34: Resultados de los análisis numéricos para estratificaciones fino sobre gruesos. [Cho, 2009].

11.1.11 L. Lee y otros (2009) [14]

Tabla 11.10: Propiedades físicas de los suelos utilizados en el estudio.[L Lee y otros, 2009]

	Sand-gravel	Silty gravel	Sandy silt	Silt (kaolin)
<b>Table 1</b> Physical properties of soils used in the study.				
<b>Composition</b>				
Gravel (%)	50	48	0	0
Sand (%)	50	15	33	11
Silt (%)	0	20	34	81
Clay (%)	0	17	33	8
Liquid limit, LL (%)	-	53.2	59.3	44.8
Plastic limit, PL (%)	-	35.5	31.9	30.6
Plasticity index, PI	-	17.7	27.4	14.2
Soil classification BSCS	S-GP	GMH	MHS	MI
Specific gravity, $G_s$	2.65	2.65	2.63	2.52
Saturated permeability, $k_{sat}$ (m/s)	$3.44 \times 10^{-4}$	$3.68 \times 10^{-6}$	$5.00 \times 10^{-7}$	$6.78 \times 10^{-8}$
<b>Soil strength</b>				
Effective cohesion, $c'$ (kPa)	1.2	3.3	7.6	9.2
Effective friction angle, $\phi'$ (°)	38.7	39.5	32.1	17.6

- Propiedades hidráulicas de los suelos estudiados

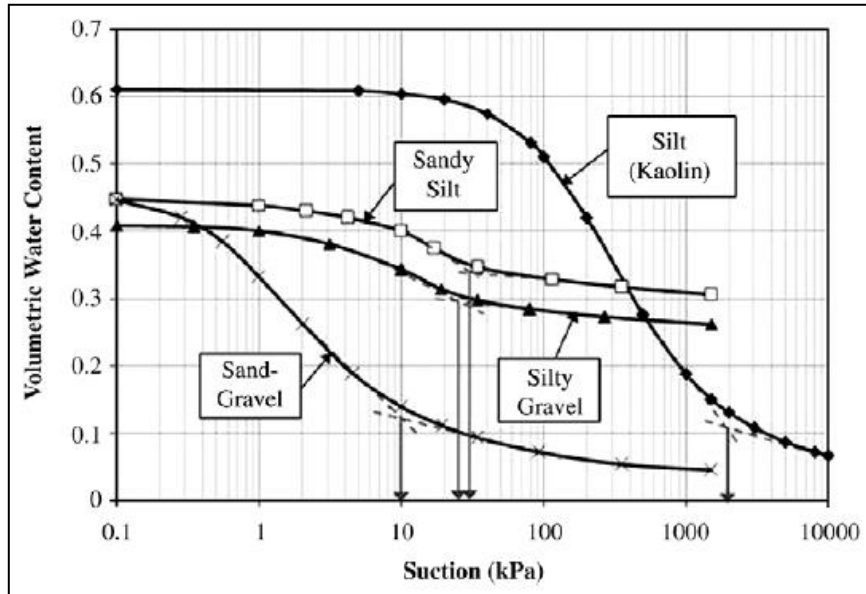


Figura 11.35: Curva de agua del suelo característica (SWCC) de los suelos utilizados en el estudio. [L Lee, 2009]



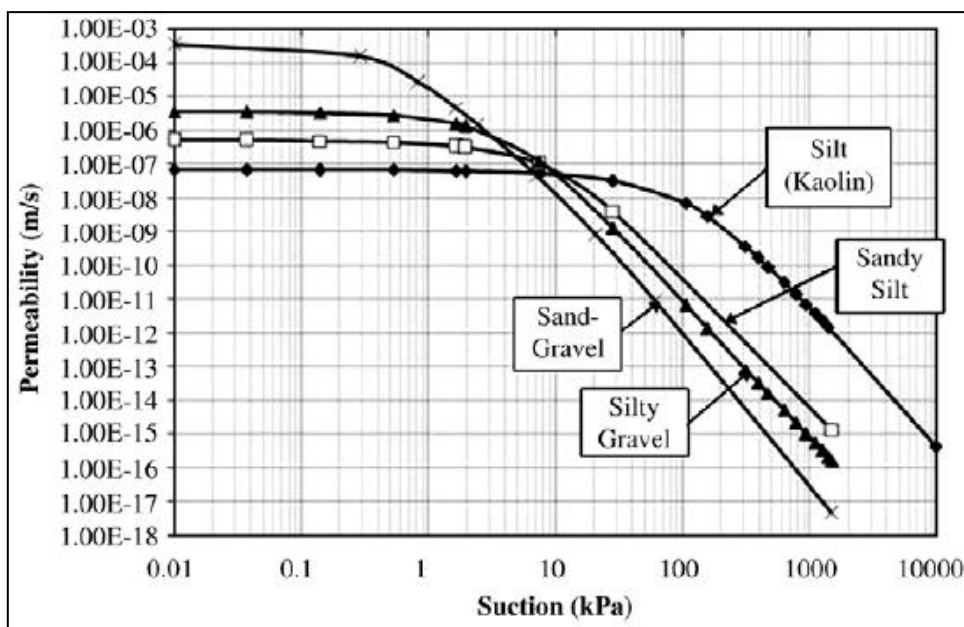


Figura 11.36: Función de la permeabilidad de los suelos utilizados en el estudio. [L Lee, 2009]

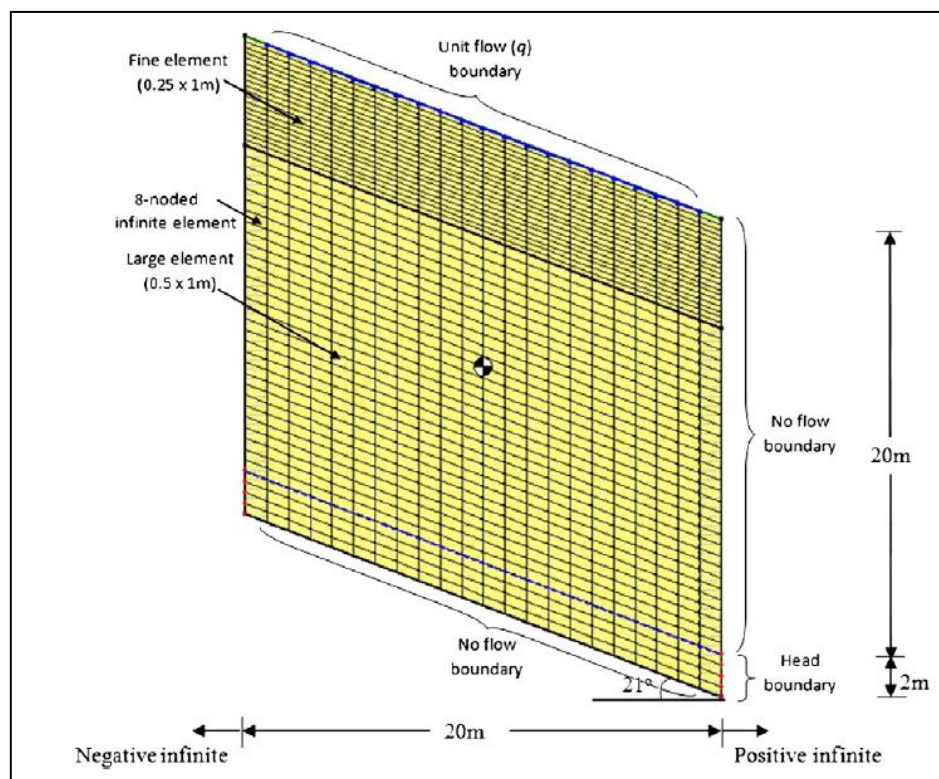


Figura 11.37: Mallas de elementos y condiciones de contorno del modelo numérico. [L Lee, 2009]

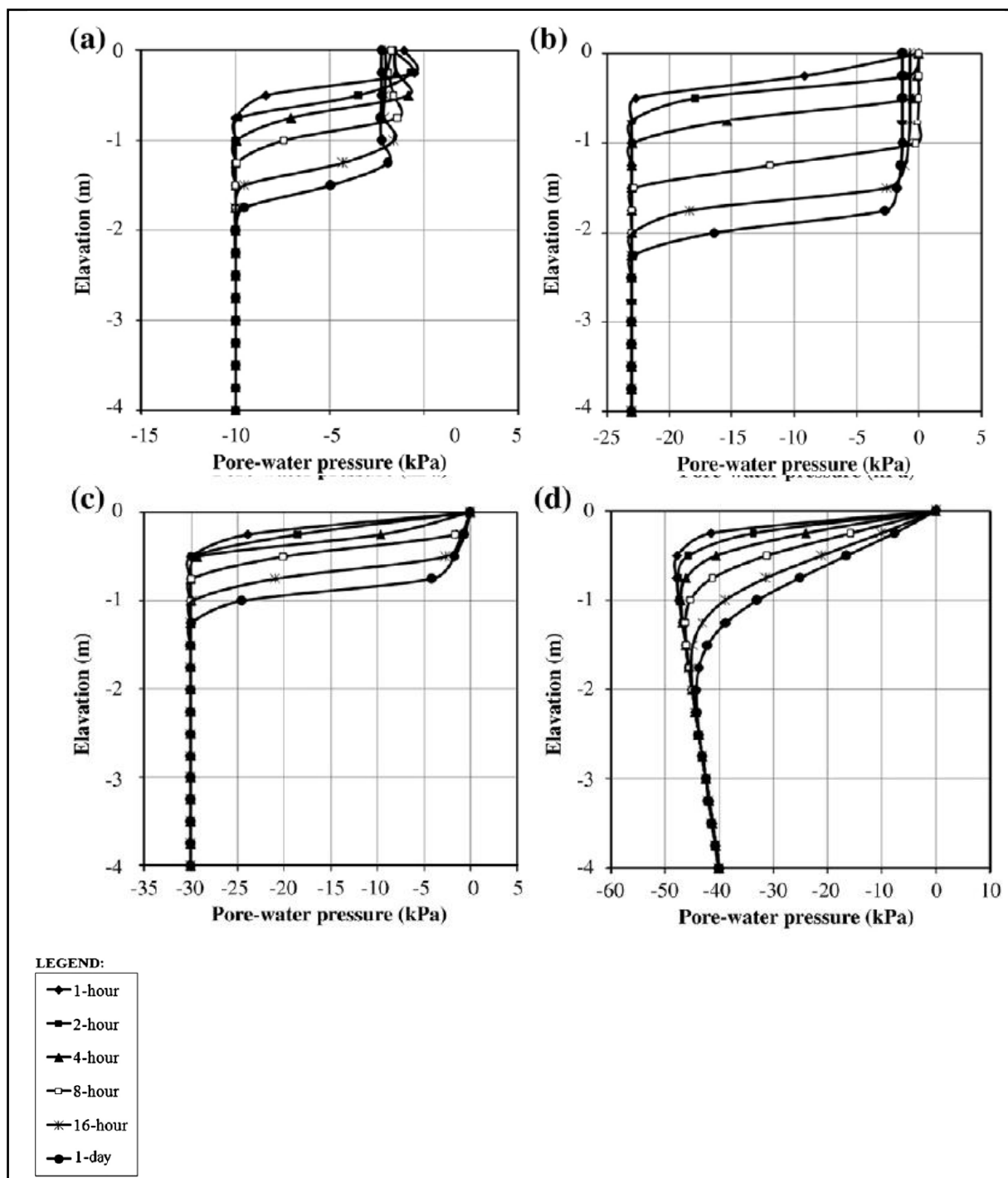


Figura 11.38: Distribuciones de succión como el resultado de diversas duraciones de mayor lluvia para (a) la arena-grava, (b) la grava limosa, (c) limo arenoso, y (d) de limo (caolín). [L Lee, 2009]

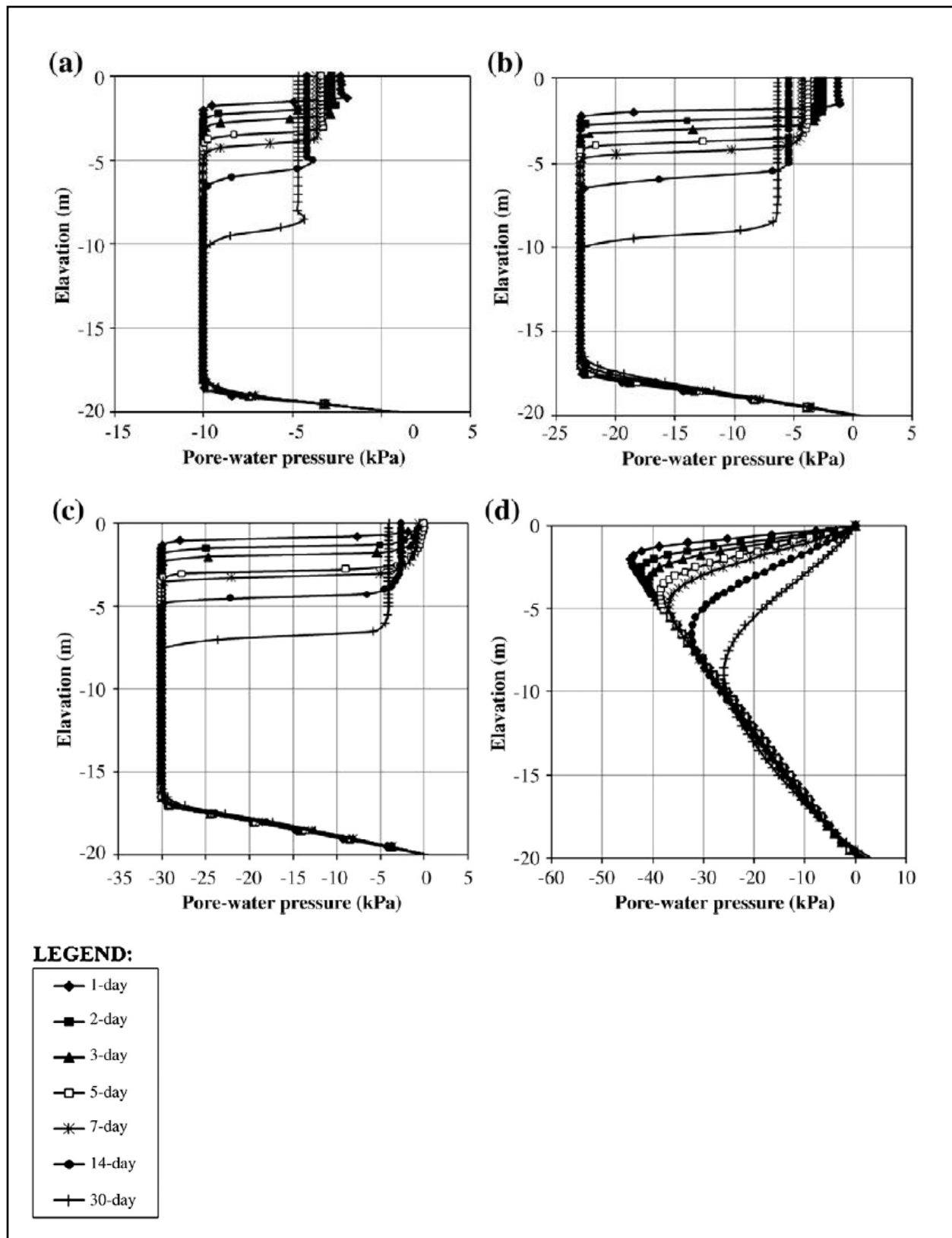


Figura 11.39: Distribuciones de succión como el resultado de diversas duraciones de lluvia antecedente para (a) la arena-grava, (b) la grava limosa, (c) limo arenoso, y (d) de limo (caolín). [L Lee, 2009]

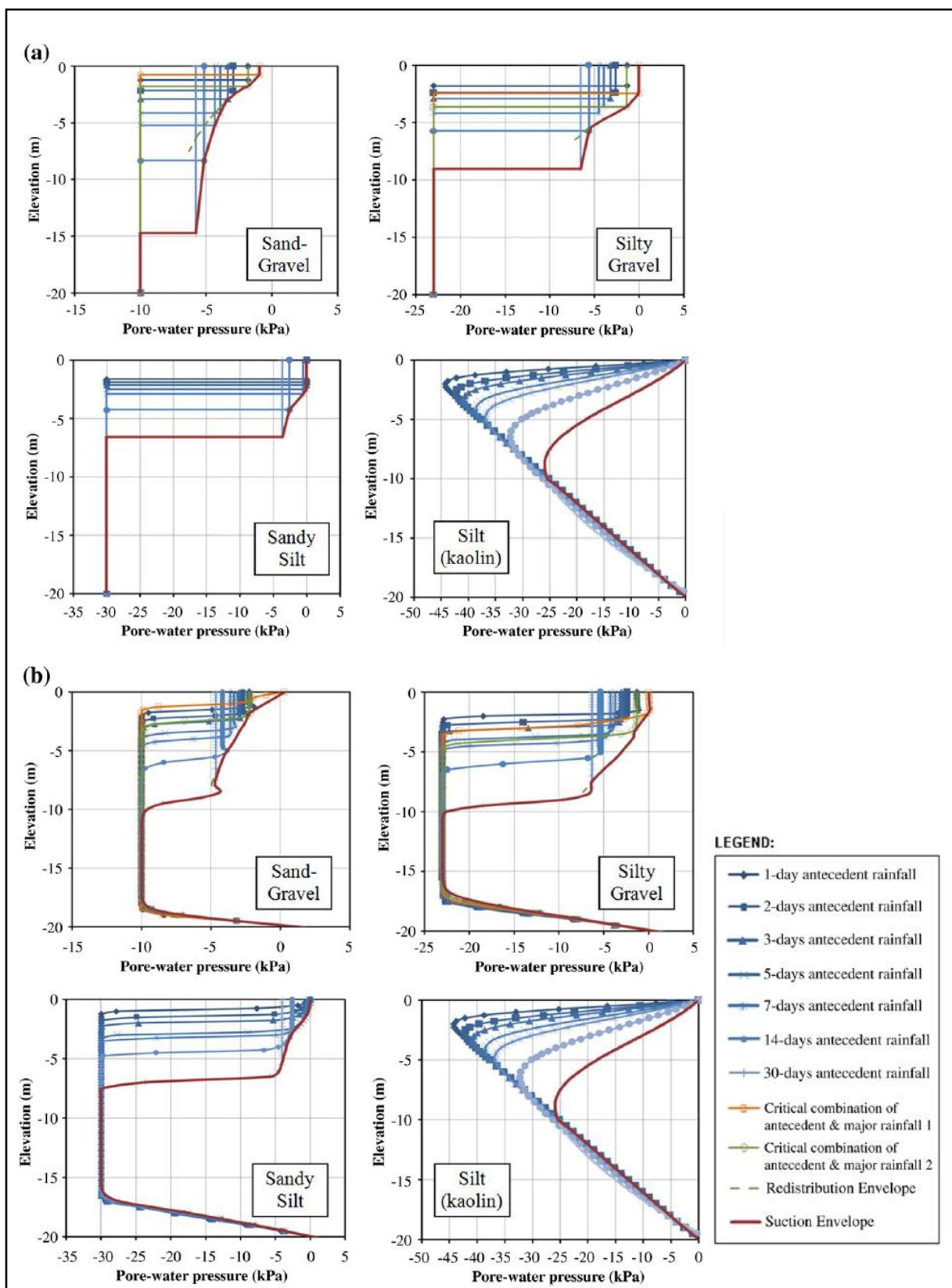


Figura 11.40: Sobres de succión calculadas a partir de a) modelo PERISI, b) SEEP7W.

11.1.12 [15] L. Lee y otros (2013)

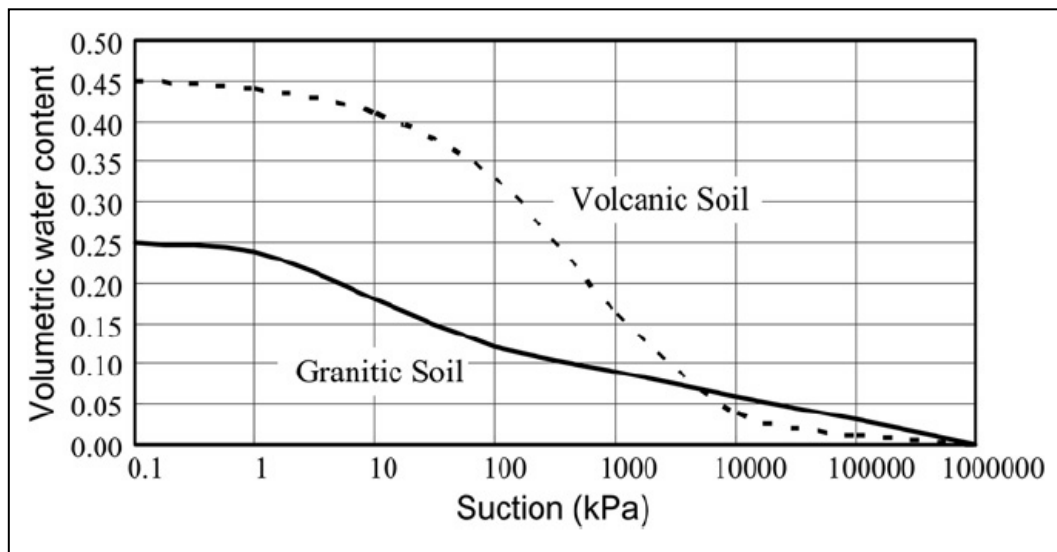


Figura 11.41: Características del suelo de agua curvas para el material granítico completamente degradado y el material volcánico completamente degradado (Sun et al., 1998).[L. Lee, 2013]

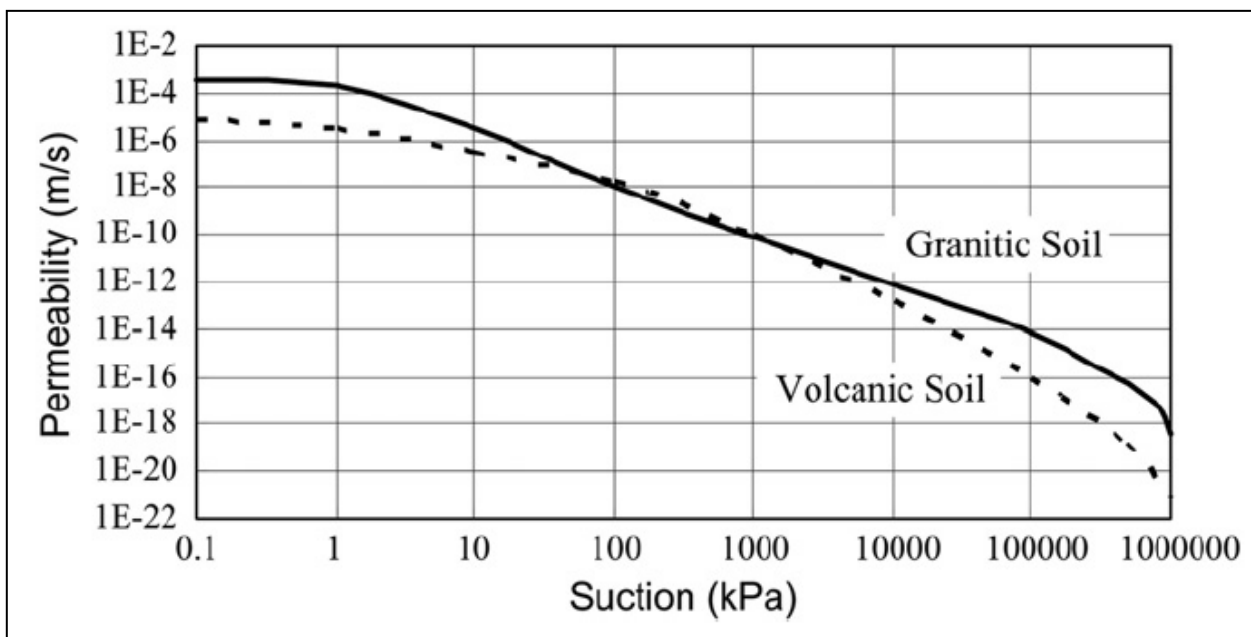


Figura 11.42: Funciones de permeabilidad para el material granítico completamente degradado y el material volcánico completamente degradado (Sun et al., 1998). [L. Lee, 2013]

- Modelo de columna utilizado

El modelo de columna de suelo tiene las dimensiones de 5 m de altura y 1 m de ancho (Figura 11.43). Elementos cuadriláteros fina (0,5 m x 0,5 m) se utilizaron para toda la columna. La dirección de flujo lateral es normalmente paralelo con la capa impermeable subyacente. El flujo de entrada a una columna vertical arbitrario en la pendiente puede suponerse que es igual a la

salida produciendo una afluencia neta cero en la columna. Las precipitaciones constantes fueron asignadas como un límite de unidad de flujo, con ninguna opción encharcamiento sobre la superficie superior de la columna de suelo. Se adoptó la opción sin encharcamiento basado en el argumento de que el agua de lluvia superior a la capacidad de infiltración del suelo será drenada lejos de la pendiente del suelo en forma de escorrentía superficial. El análisis se dio por terminada una vez que el nivel freático ha subido a la superficie de la columna.

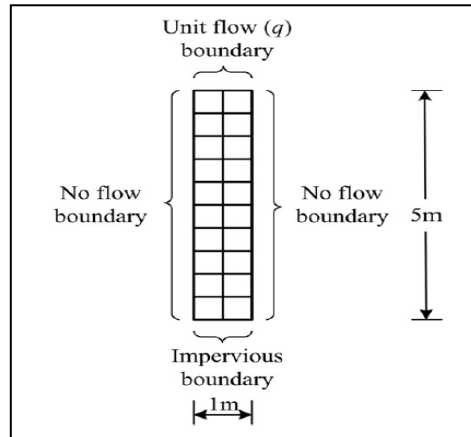


Figura 11.43: Modelo columna de suelo unidimensional. [L. Leey otros, 2013]

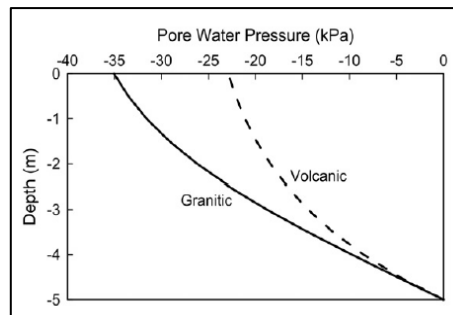


Figura 11.44: Condiciones iniciales para la simulación numérica. [L. Lee y otros, 2013].

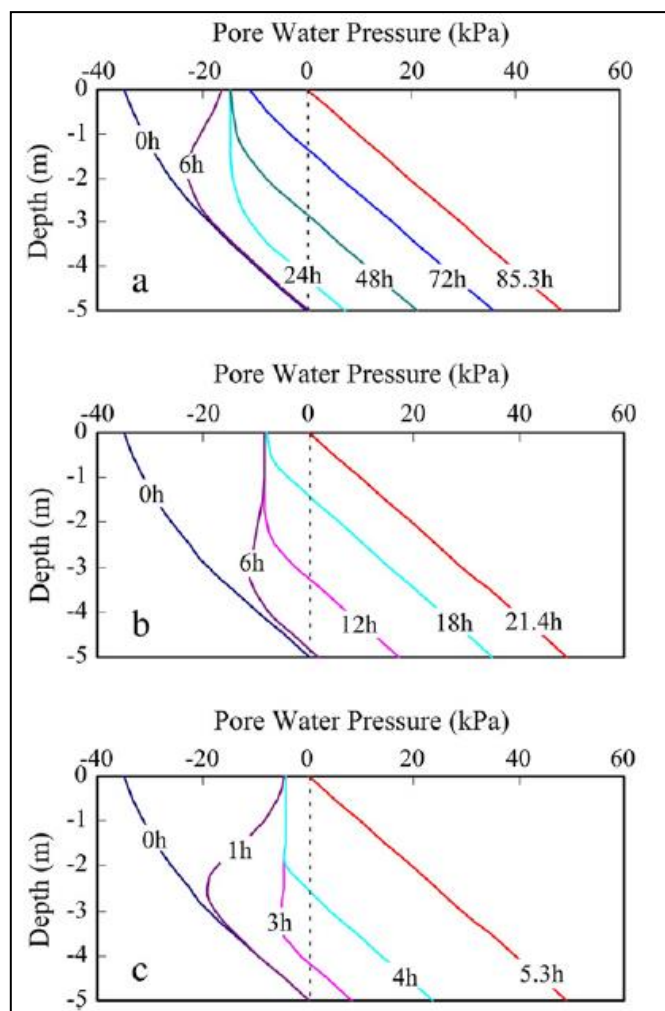


Figura 11.45: Perfiles de presión de agua de poros transitorios horizontales para el suelo granítico bajo intensidades de lluvia constantes: (a) 5 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,004$ ); (b) 20 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,016$ ); (c) 80 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,063$ ). [L. Lee y otros, 2013]

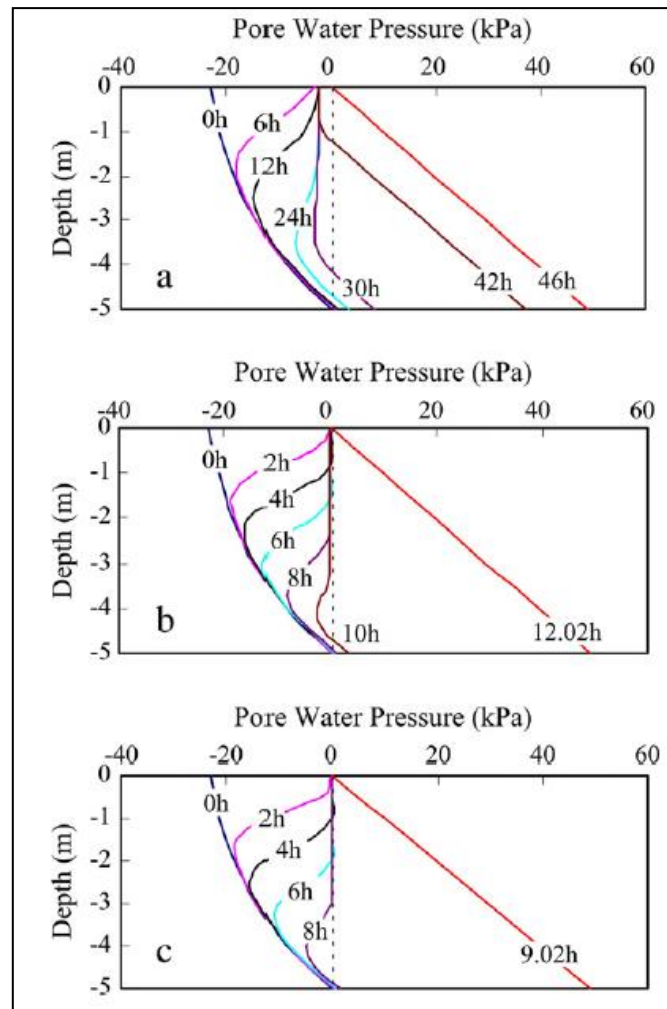


Figura 11.46: Perfiles de presión del agua intersticial transitorios horizontales para el suelo volcánico bajo intensidades de lluvia constantes: (a) 5 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,2$ ); (b) 20 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,8$ ); (c) 80 mm/h ( $I/K_{sat} = 3,2$ ). [L. Lee y otros, 2013]



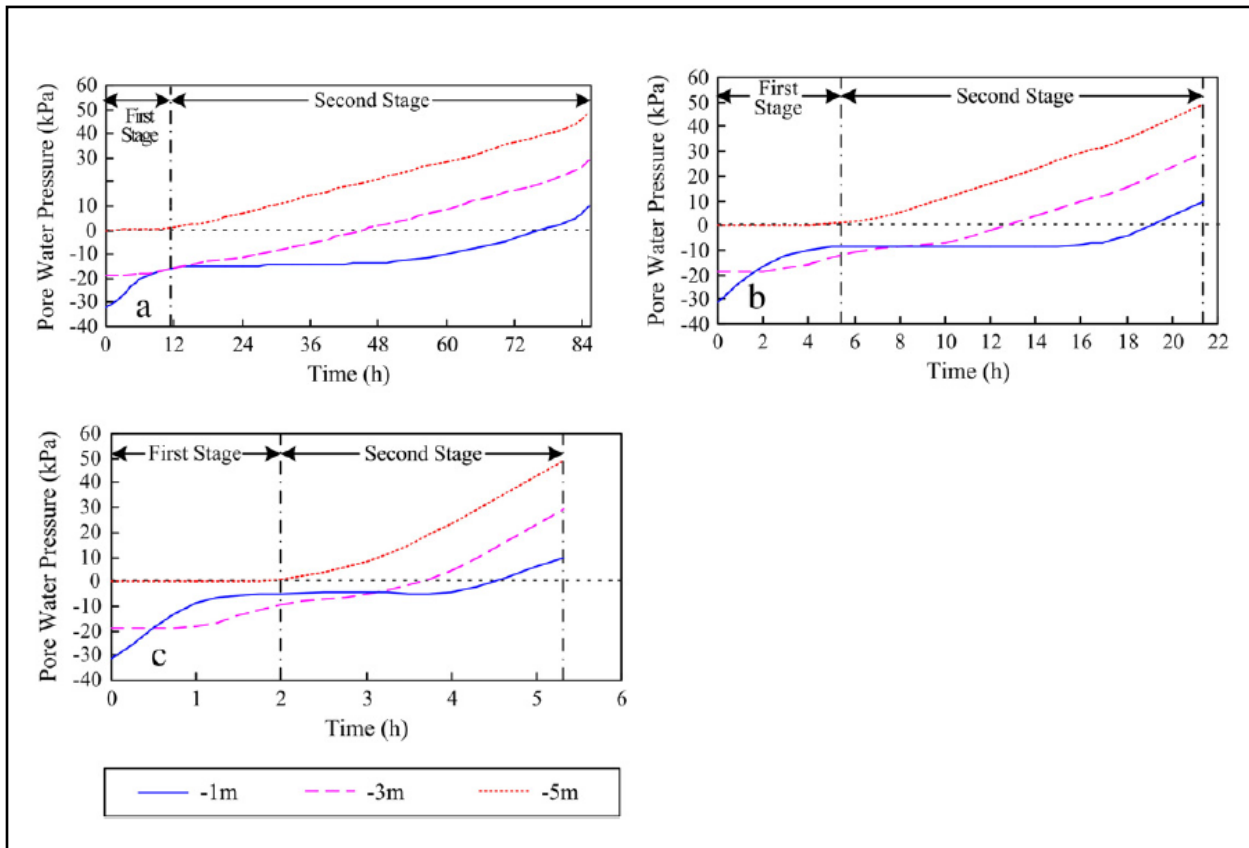


Figura 11.47: Variaciones de la presión de agua de poro todo el tiempo para que el suelo granítico bajo intensidades de lluvia constantes: (a) 5 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,004$ ); (b) 20 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,016$ ); (c) 80 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,063$ ) [L. Lee y otros, 2013].

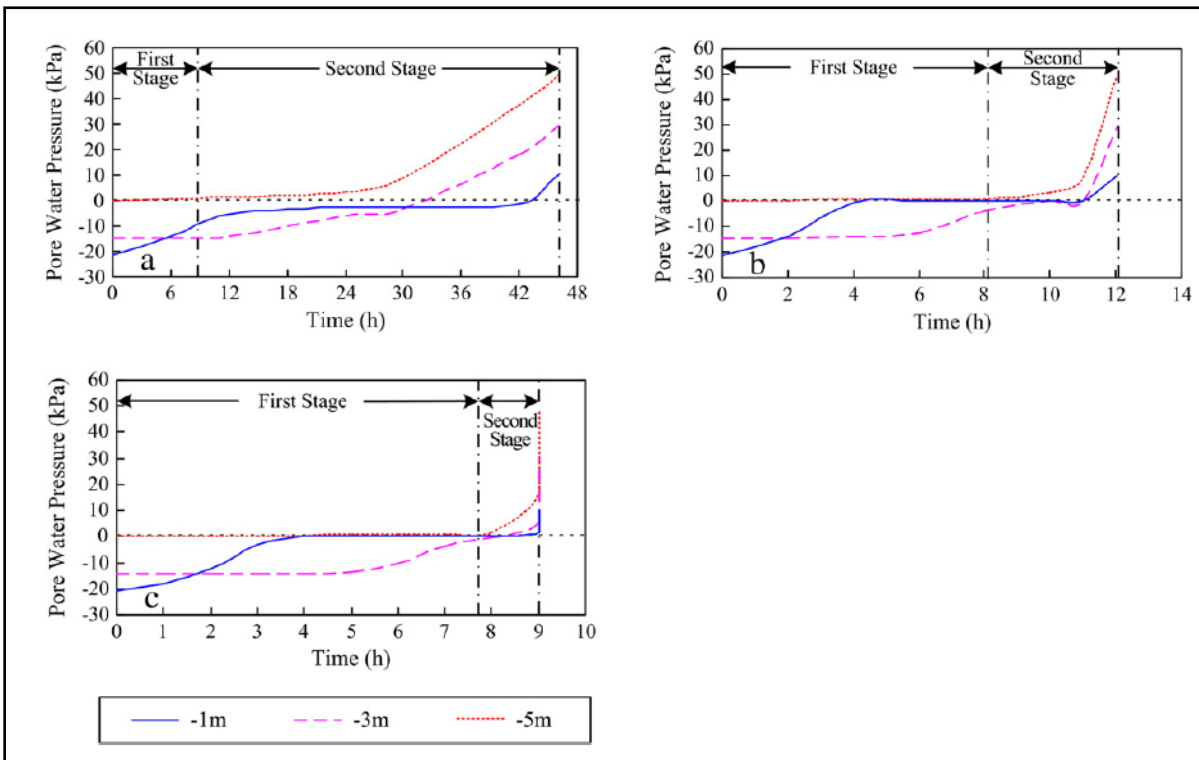


Figura 11.48: Variaciones de la presión de agua de poro todo el tiempo para que el suelo volcánico bajo intensidades de lluvia constantes: (a) 5 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,2$ ); (b) 20 mm/h ( $I/K_{sat} = 0,8$ ); (c) 80 mm/h ( $I/K_{sat} = 3,2$ ). [L. Lee y otros, 2013]

- Modelo de dos dimensiones

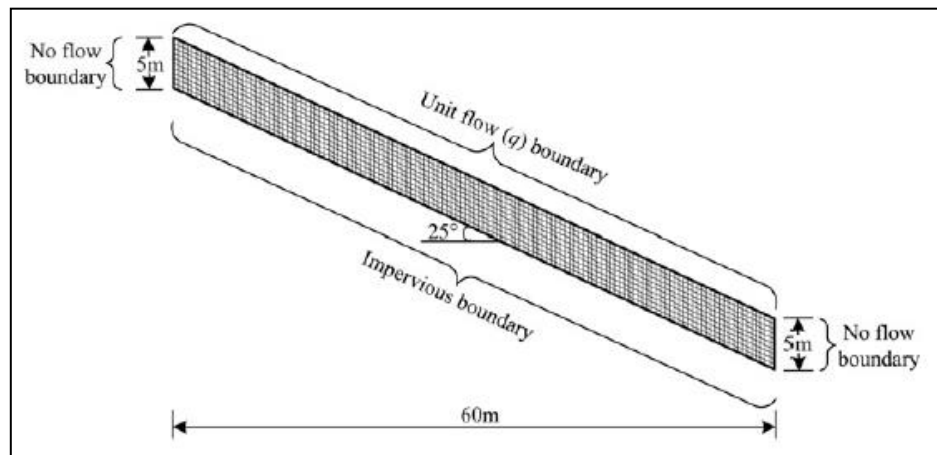


Figura 11.49: Modelo del talud en dos dimensiones. [L. Lee y otros, 2013]

### 11.1.13 H. Runqiu y otros [15] (2007)

Suelo expansivo se encuentra ampliamente distribuido en el mundo, incluyendo más de 40 países de seis continentes. China es uno de los países, donde el suelo expansivo cubre muchas áreas, por lo que el estudio de estabilidad de laderas que poseen suelos expansivos es muy importante. Los autores que realizaron el análisis correspondiente fueron H. Runqiu y otros (2007), el cual

analizaron la estabilidad del talud insaturado de acuerdo a la estratificación de la fuerza, la succión y la grietas. El desgaste reduce en gran medida la fuerza superficial expansiva de la pendiente. Al mismo tiempo, los ciclos secos-húmedos, causan una serie de grietas y fisuras que conducen a deslizamientos de tierra de poca profundidad provocadas por fuertes lluvias.

El artículo utiliza la ecuación de la resistencia del suelo no saturado de Miao, para el cálculo de la estabilidad de taludes en zonas de suelos expansivos y desarrolla el programa para calcular el coeficiente de seguridad de la pendiente. La falla superficial de las laderas de suelos expansivos se explica en términos de nivel freático, la relación de la pendiente y la profundidad de grietas.

Las grietas y fisuras en la extensa ladera del suelo tienen un efecto importante en la estabilidad. Se supone que las grietas van a crecer en direcciones verticales, y la longitud es de 1 m. Además, la capa degradada es 2 m de espesor.

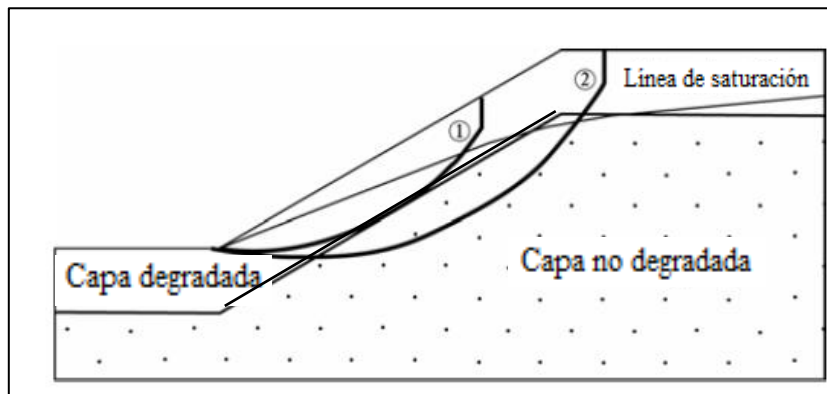


Figura 11.50: Perfil de la pendiente con una proporción de 1:1,75. H. [Runqiu y otros, 2007].

Las curvas 1 y 2 muestran la superficie de deslizamiento de la capa superficial y una profunda. Debido a la intemperie, la fuerza de la capa superior se redujo. La fuerza es la siguiente  $c' = 16,16$  kPa,  $\phi = 17^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> de capa no meteorizada;  $c' = 10$  kPa,  $\phi = 12^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> para la capa degradada.

Al realizar un análisis de estabilidad sin considerar la capa degradada es más factible de que ocurra un deslizamiento profundo que uno superficial. Sin embargo, las laderas de suelo expansivas siempre se deslizan en capas superficiales, especialmente cuando el talud presenta un corte, considerando las variables de succión, grietas y fisuras.

Al considerar las grietas sin tener en cuenta la succión, esta no tiene ningún efecto evidente sobre la estabilidad, caso contrario ocurre cuando se considera la succión en condiciones no saturadas, las grietas juegan un papel importante en la estabilidad. Este resultado indica que la grieta puede

Los resultados indican que el coeficiente de estabilidad de taludes de poca profundidad con grietas en la superficie se reduce hasta un estado crítico de desestabilización después de la lluvia a largo plazo. La capa superficial de la pendiente es sensible a la meteorización y las precipitaciones. Por lo tanto, en las regiones expansivas del suelo, las posibilidades de ocurrencia de una falla de pendiente poco profunda son mayores que la posibilidad de una falla profunda después de una excavación. (11.1.13, tablas 7.11 a 7.15).

Patrones de deslizamientos reales del suelo ocurren bajo condiciones de saturación, por lo que es más significativa la investigación de un suelo saturado en la estabilidad de taludes. La influencia de la profundidad de la grieta se puede apreciar en la Figura 11.51, cuyos resultados indican que la grieta en el borde después de 1.5 metros de profundidad no tiene ningún efecto evidente sobre la estabilidad de los taludes.

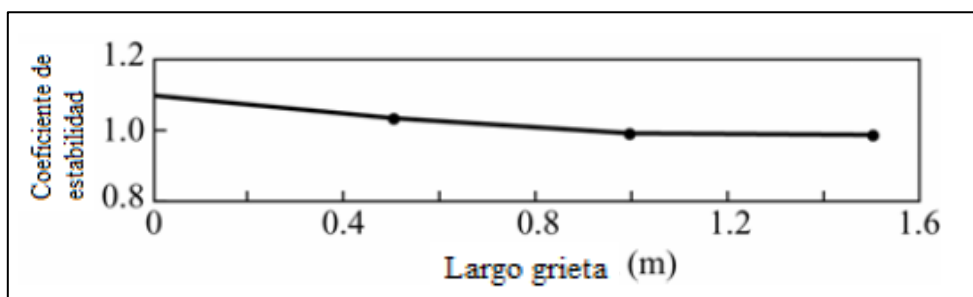


Figura 11.51: Efecto de la longitud de la grieta en la estabilidad de taludes. [Runqiu y otros, 2007].

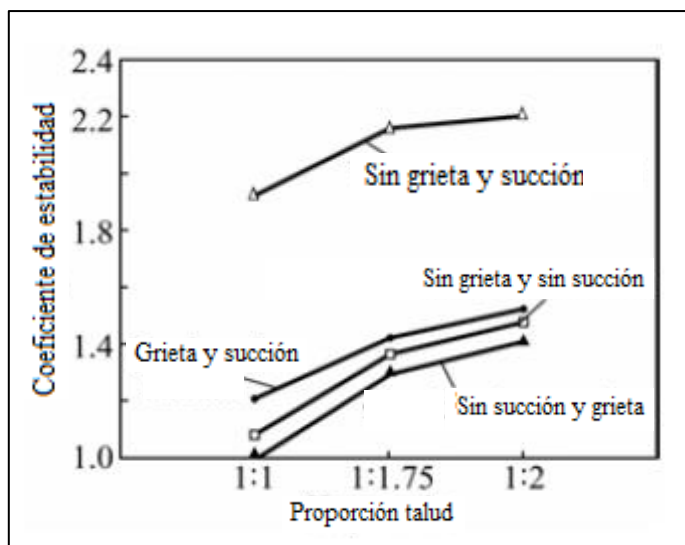


Figura 11.52: Relación entre la estabilidad y la pendiente para los deslizamientos de poca profundidad. [Runqiu y otros, 2007].

La influencia de la relación de la pendiente en la estabilidad del talud muestra que los coeficientes de seguridad se elevan en una gama más amplia para una relación 1:1 a 1:1.75 que

de 1:1.75 a 1:2. La succión matricial tiene un efecto más importante en la estabilidad de las laderas en las regiones expansivas de suelo que las grietas. Por lo tanto, en la estabilidad de la pendiente en condiciones insaturadas se debe considerar en el análisis de la estabilidad de la pendiente del suelo.

*Tabla 11.11: Factores de seguridad para la pendiente de suelo expansivo de 1:1,75 sin estratificación. [H. Runqiu y otros, 2007]*

Posición del deslizamiento	Tabla normal de agua, considerando succión	Tabla normal de agua, sin succión
Estabilidad del deslizamiento poco profundo	2,24	1,983
Estabilidad del deslizamiento profundo	1,742	1,476

*Tabla 11.12: Comparación de factores de seguridad para deslizamientos profundos y poco profundos (1:1). [H. Runqiu y otros, 2007]*

Posición del deslizamiento	Deslizamiento superficial				Deslizamiento profundo			
	S	S	N	N	S	S	N	N
Tensión de la grieta	S	S	N	N	S	S	N	N
Succión	S	N	S	N	S	N	S	N
Factor de seguridad	1,2	0,99	1,92	1,08	1,17	1,17	1,52	1,23

Nota: “S” significa “disponible”, mientras que “N” indica “no disponible”

*Tabla 11.13: Comparación de factores de seguridad para deslizamientos profundos y poco profundos (1:1,75). [H. Runqiu y otros, 2007].*

Posición del deslizamiento	Deslizamiento superficial				Deslizamiento profundo			
	S	S	N	N	S	S	N	N
Tensión de la grieta	S	S	N	N	S	S	N	N
Succión	S	N	S	N	S	N	S	N
Factor de seguridad	1,4	1,30	2,16	1,36	1,63	1,46	2,17	1,49

Nota: “S” significa “disponible”, mientras que “N” indica “no disponible”

Tabla 11.14: Efectos del nivel de agua sobre la estabilidad de los taludes de poca pendiente (1:2). [H. Runqiu y otros, 2007].

Condiciones	bajo nivel freático				nivel freático normal				saturado			
Tensión de la grieta	S	S	N	N	S	S	N	N	S	S	N	N
Succión	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N
Factor de seguridad	1,7	1,58	2,34	1,63	1,5	1,42	2,2	1,47	1,2	1,26	1,31	1,31

Nota: “S” significa “disponible”, mientras que “N” indica “no disponible”

Tabla 11.15: Efectos del nivel de agua sobre la estabilidad de los taludes de gran pendiente (1:1). [H. Runqiu y otros, 2007].

Condiciones	bajo nivel freático				nivel freático normal				saturado			
Tensión de la grieta	S	S	N	N	S	S	N	N	S	S	N	N
Succión	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N
Factor de seguridad	1,2	0,99	1,92	1,08	1,1	1,06	1,28	1,06	0,9	0,92	0,94	0,94

Nota: “S” significa “disponible”, mientras que “N” indica “no disponible”

11.1.14 S. JianPing y otros, 2009

Otros autores que consideraron el análisis de la influencia de las fisuras en la estabilidad fueron S. JianPing y otros (2009) [18], quienes estudiaron 3 condiciones del suelo:

- 1) Suelo homogéneo.
- 2) Suelo con macro poros
- 3) Suelo con fisuras.

El objetivo principal del trabajo era desarrollar un modelo numérico para simular las variaciones del campo de presión de poro y peso muerto del cuerpo de la pendiente. Un modelo numérico para analizar el efecto de la infiltración de la lluvia en la estabilidad de las pendientes, se ha establecido mediante el método de elementos finitos y el método de equilibrio límite. Luego se llevó a cabo una investigación exhaustiva con el fin de entender las condiciones hidráulicas que pueden contribuir a un deslizamiento profundo. Un deslizamiento de tierra situada en Chongqing se utilizó para investigar el efecto de la infiltración de la lluvia y la estabilidad de los taludes. Registros pluviométricos recogidos por la estación de monitoreo Fengjie en 1988 se utilizan. La precipitación acumulada en 1982 es de 1396,4 mm, y ocupa el primer lugar en 40,7 años período de retorno.

El derrumbe producido en la orilla del río Changsheng, con una longitud de unos 340 m, un ancho máximo de 425 m, un espesor promedio de 14,20 m y un volumen total de alrededor de 1.496.680 m<sup>3</sup>.

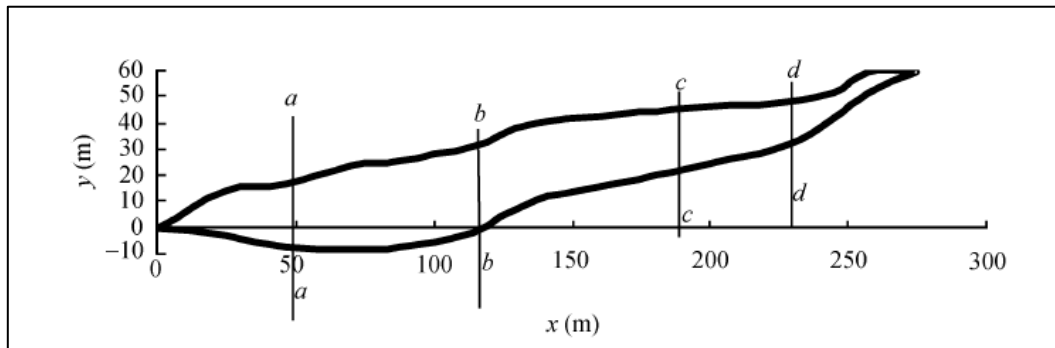


Figura 11.53: Sección transversal del derrumbe en Nongji Jixiao, que se localiza en el distrito de Wanzhou, Chongqing de China. [S. JianPing y otros, 2009].

Con base a algunos resultados de pruebas, los parámetros del suelo estudiados son los siguientes:  $\gamma = 20,8 \text{ kN/m}^3$ ,  $c = 20 \text{ kPa}$  y  $\phi = 10^\circ$  en estado natural y  $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$ ,  $c = 15,6 \text{ kPa}$  y  $\phi = 9,27^\circ$  en estado saturado.

S. JianPing y otros realizaron estudios de 3 condiciones del suelo, con el fin de poder conocer la más desfavorable.

Al estudiar el suelo homogéneo, concluyeron que poca profundidad se ve afectada por la lluvia. Las presiones de poros en el plano de deslizamiento tienen ligeras variaciones durante la precipitación.

La razón principal que lleva a la reducción de la estabilidad de taludes es el aumento del peso total del suelo y las leves mejoras de la presión de poros en la superficie de deslizamiento causado por la infiltración de las lluvias.

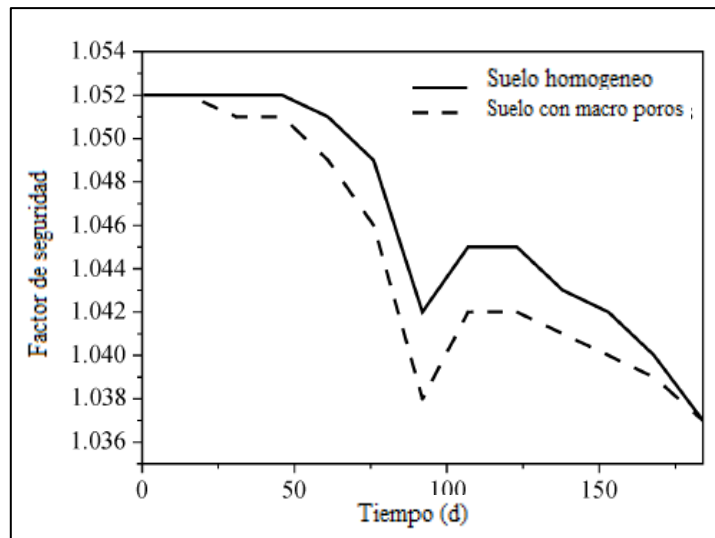


Figura 11.54: Desarrollo del factor de seguridad con el tiempo. [S. JianPing y otros, 2009].

El suelo con macro poros permite suministrar camino preferencial para el flujo del agua lo cual genera ondas de presión de poro después de la lluvia. El flujo preferencial ha sido ampliamente demostrado en condiciones de campo. Para la comprensión de forma preliminar el efecto de macro poros, se supone que 10% la cantidad de lluvia se suministra directamente a las aguas subterráneas si la intensidad de la lluvia es más de 10 mm/d. En comparación con suelo homogéneo, se puede encontrar menor factor de seguridad.

Cuando la intensidad de la precipitación excede la capacidad de infiltración del suelo, el flujo superficial puede generarse y concentrarse, suministrando directamente el agua a las fisuras, tercera condición del análisis. El agua en la fisura también genera una fuerza adicional hacia abajo para activar deslizamiento de tierra.

En el análisis de los sistemas de activación hidrológicos de deslizamientos profundos, la presencia de la fisura tiene que ser tomada en consideración. El suministro de flujo superficial del agua a la capa profunda a través de la fisura da lugar a un aumento de nivel de las aguas subterráneas, lo que puede explicar razonablemente por qué y cómo se produce un deslizamiento de tierra profunda.

Se supone que sólo hay una fisura en el perfil D-D de la Figura 11.54, que está conectado con el plano de deslizamiento.



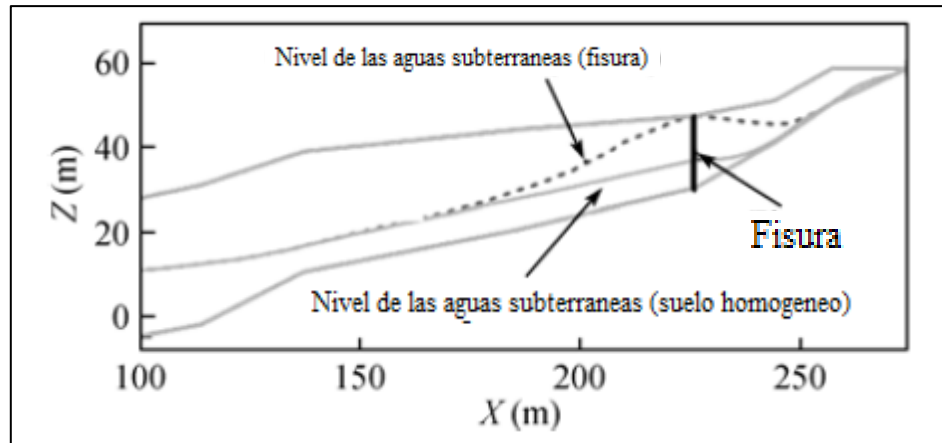


Figura 11.55: Aguas subterráneas, al terminar la tormenta en el mes de julio. [S. JianPing y otros, 2009].

Se puede apreciar que cuando la fisura se llena de agua el factor de seguridad cae por debajo de 1.0 por lo que un deslizamiento de tierra puede ocurrir.

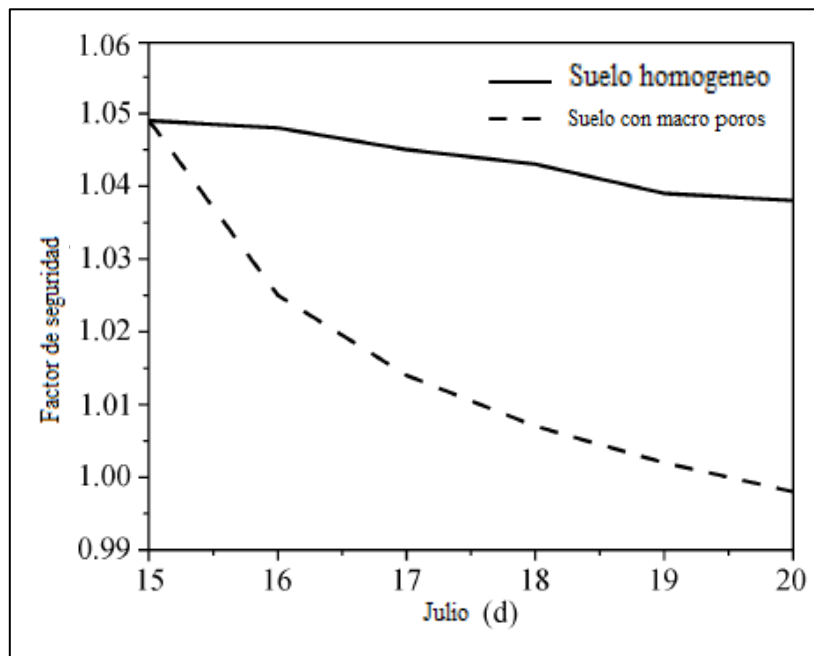


Figura 11.56: Desarrollo del factor de seguridad con el tiempo durante la tormenta. [S. JianPing y otros, 2009].

11.1.15 [22] I. Egeli y otros (2011)

Se utilizó el Sistema de Modelación de Interacción Suelo-Agua especialmente desarrollado (SWIMS) para suelos CL-ML creado por I. Egeli y otros (2011).

Estudio preliminar

En primer lugar, se llevaron a cabo algunas pruebas básicas como: Tamaño de partícula, límites de atterberg y compactación proctor; se clasificó el suelo (uscs) utilizando las normas ASTM.

Otra variable importante en este estudio es el contenido inicial de agua del suelo y el grado de saturación de esta. Con el fin de examinar el efecto del contenido de agua inicial en la estabilidad de la pendiente, dos contenidos de agua iniciales diferentes (14% y 30%) se preparan antes de la compactación se lleva a cabo.

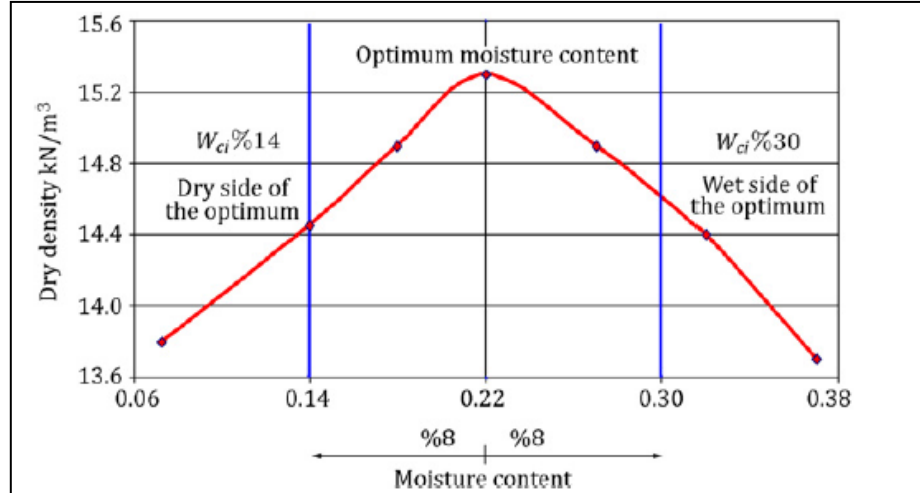


Figura 11.57: Resultados de las pruebas de compactación proctor estándar. [I. Egeli y otros, 2011]

Dos diferentes densidades de suelo se utilizan en el modelo de la pendiente (SWIMS) pruebas. Con el fin de obtener una masa de suelo uniforme y homogéneo, un método de compactación específica, basado en el Proctor de prueba estándar (ASTM D 698), se utiliza.

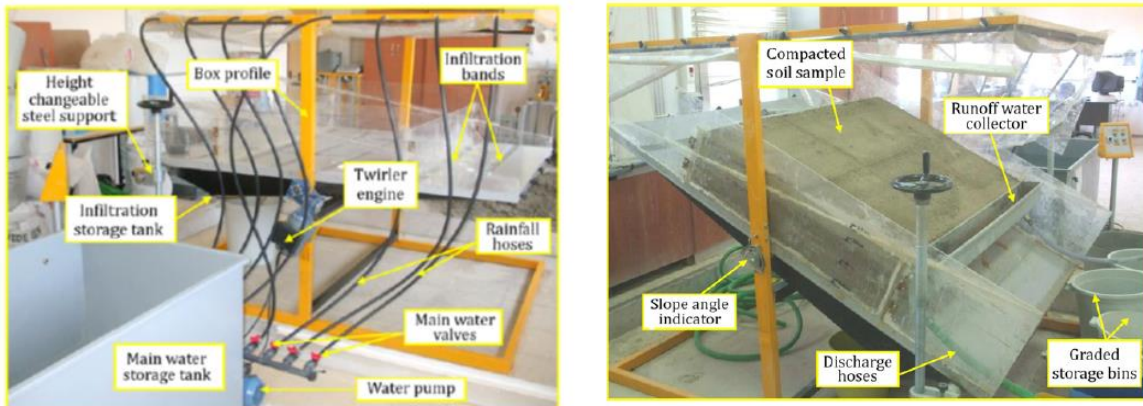


Figura 11.58: Piezas del equipo antes de utilizar y Prueba SWIMS vista puesta en marcha antes que empiecen las lluvias. [I. Egeli y otros, 2011].

Después de la creación de la geometría de la pendiente, los valores del suelo paramétricos obtenidos de las pruebas de laboratorio se introdujeron en el FEM. Además de las pruebas de laboratorio completados, se hicieron algunas suposiciones, tales como Módulo de Young (E), que se aproxima como 10000 kPa, y de relación de Poisson ( $\nu$ ), que se asume como: 0.30. Otros

parámetros necesarios, tales como el ángulo de fricción interna y cohesión se tomaron como la media de los resultados obtenidos a partir del corte directo y realizando pruebas de CU-triaxiales.

Tabla 11.16: resumen de los parámetros del suelo utilizados en la FEM. [I. Egeli y otros, 2011].

Parameter	Symbol	Value	Unit
Friction angle (eff.)	$\phi'$	32	(°)
Cohesion (eff.)	$C'$	9	(kPa)
Poisson's ratio	$\nu$	0.30	(-)
Young modulus	$E$	10,000	(kPa)
Dilatancy angle	$\psi$	0	(°)

Se realizaron doce experimentos principales, tres parámetros diferentes de suelo fueron variados, contenidos iniciales de humedad, densidad del suelo y los ángulos de inclinación (15°, 25°, 35°).

En todas las pruebas, se utilizó la misma intensidad de la lluvia y la misma duración.

Se observó en los experimentos que a medida que aumenta el ángulo de pendiente, aumenta la profundidad de erosión de la superficie, debido a que la escorrentía superficial fluye más rápido.

Además, el efecto de la fuerza de la gravedad ayuda en la infiltración vertical para ángulos bajos, siempre y cuando la cubierta de superficie no exista. Otro punto importante es el esfuerzo de compactación, cuanto más denso sea el suelo, más se erosiona la superficie, la permeabilidad y la infiltración tienden a disminuir para los suelos saturados de tipo CL ML.

Resultados de las pruebas y los análisis SWIMS de estabilidad de taludes se encuentran en anexo, Tabla 11.17.

Tabla 11.17: resumen global de los resultados del test SWIMS. [I. Egeli y otros, 2011].

Nº test	Tipo de suelo	W <sub>c</sub> <sub>i</sub> (%)	$\gamma_{seco\ máx}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{modelg}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Compactación final (%)	FOS	$\alpha$ (°)
1	CL-ML	0,14	15,3	11,93	77,97	2,87	15
2	CL-ML	0,30	15,3	10,31	67,37	2,65	
3	CL-ML	0,14	15,3	12,72	83,13	2,92	
4	CL-ML	0,30	15,3	10,92	71,39	2,73	
5	CL-ML	0,14	15,3	12,02	78,55	1,59	25
6	CL-ML (%90), SP (%10)	0,30	15,3	11,54	75,41	1,55	
7	CL-ML	0,14	15,3	12,37	80,84	1,61	
8	CL-ML (%90), SP (%10)	0,30	15,3	11,31	73,91	1,53	
9	CL-ML	0,14	15,3	12,19	79,69	< 1 <sup>b</sup>	35
10	CL-ML	0,30	15,3	10,62	69,38	< 1 <sup>b</sup>	
11	CL-ML	0,14	15,3	12,63	82,56	< 1 <sup>b</sup>	
12	CL-ML	0,30	15,3	10,62	69,38	< 1 <sup>b</sup>	

<sup>b</sup> Fallas traslacionales observadas de 3 a 5 cm

Resultados arrojan que al aumentar el grado de compactación relativa, el factor de seguridad (FOS) para la pendiente aumenta. Para pequeños ángulos de pendiente como  $\alpha = 15^\circ$ , tal aumento es menor y para  $\alpha = 25^\circ$  es mayor como se muestra en la Figura 11.60.

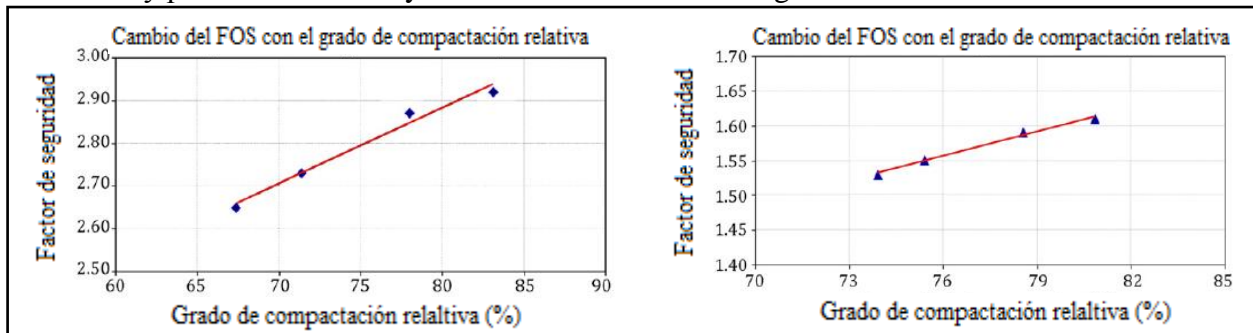


Figura 11.59: Variación de los FOS con grado de compactación relativa,  $\alpha = 15^\circ$  y  $25^\circ$ . [I Egeli y otros, 2011].

Además se observa que todas las de pendiente mayores de  $35^\circ$ , han presentado una falla traslacional en el extremo superior de la pendiente, donde los movimientos observados oscilan entre 3-5 cm, FS <1. Para las otras pendientes ( $15^\circ$  y  $25^\circ$ ) no se observaron anomalías al FOS > 1. El FOS disminuye, si aumenta el ángulo de inclinación.

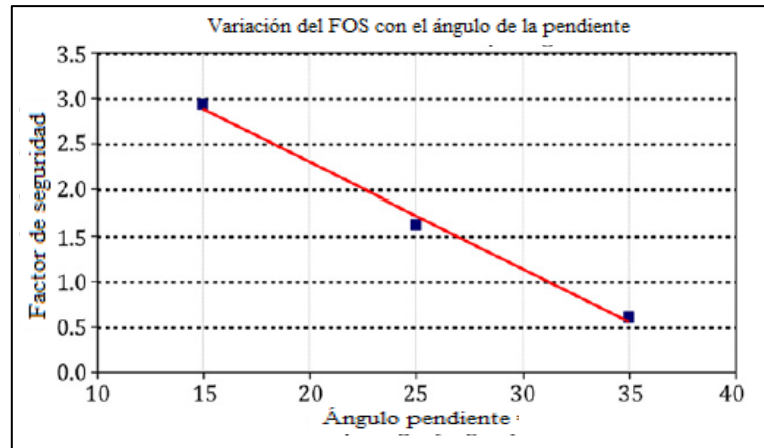


Figura 11.60: Variación del factor de seguridad con el ángulo de inclinación. [I Egeli y otros 2011].

11.1.16 W. Taek Oh y otros (2010)

Un talud es elegido como candidato del suelo en esta investigación, ya que son de uso general en la construcción de muros de contención en muchas regiones del mundo. El suelo escogido es de Indian Head, Saskatchewan, Canadá. Los análisis se llevaron a cabo utilizando los resultados de la prueba de fuerza de cizallamiento medido en muestras de suelos compactados, tanto en condiciones saturadas y no saturadas.

Los análisis de la infiltración y la estabilidad de la pendiente se realizaron utilizando el software de elementos finitos, SEEP/W y SLOPE/W (GEO-SLOPE International Ltd.), respectivamente, para un terraplén compactado homogéneo (altura de 3 m y pendiente de 45°) considerando la infiltración de agua en el terraplén compactado debido a diferentes eventos de lluvia, El coeficiente de permeabilidad saturada  $k_s$  para el terraplén compactado fue elegida como  $1 \times 10^{-7}$  m/s. Este valor también se encuentra en concordancia con los estudios realizados por Johnston y Haug y Vanapalli y otros.

Tabla 11.18: Propiedades del suelo de Indian Head till. [W. Taek Oh y otros, 2010]

<b>Propiedades físicas de los suelos utilizados en el estudio</b>	
Limite líquido, $w_L$ (%)	32.5
Límite plástico, $w_p$ (%)	17.0
Índice de plasticidad, $I_p$	15.5
Gravedad específica, $G_s$	2.72
Densidad seca máxima, $\gamma_{d(máx)}$ ( $kN/m^3$ )	18.0
Contenido de humedad óptimo (%)	16.3

Se realizaron tres tipos de ensayos de corte triaxial para determinar los parámetros de resistencia al corte en el presente estudio utilizando un aparato triaxial convencional o modificado.

- 1) Pruebas consolidadas no drenadas con medición de la presión del agua intersticial del suelo saturado (CU).[Tabla 11.19]
- 2) Pruebas de confinamiento isotrópico no drenadas para suelos no saturado (UI). [Tabla 11.19]
- 3) Ensayos triaxiales modificados para suelos no saturados (MTT).[Tabla 11.19]

CU

Las muestras se saturaron mediante contrapresión y luego cizalladas bajo tres presiones de confinamiento eficaces diferentes,  $\sigma'_3$  (100, 200 y 300 kPa). Se midieron las presiones de agua de los poros durante la etapa de cizallamiento después de la finalización de la etapa de consolidación. La cohesión eficaz  $c'$  y el ángulo de fricción interna  $\phi'$ , se estimó como 36,8 kPa y 23,1°, Respectivamente. La figura muestra la relación  $p' - q$  de las pruebas que se traduce en términos de tensiones efectivas.

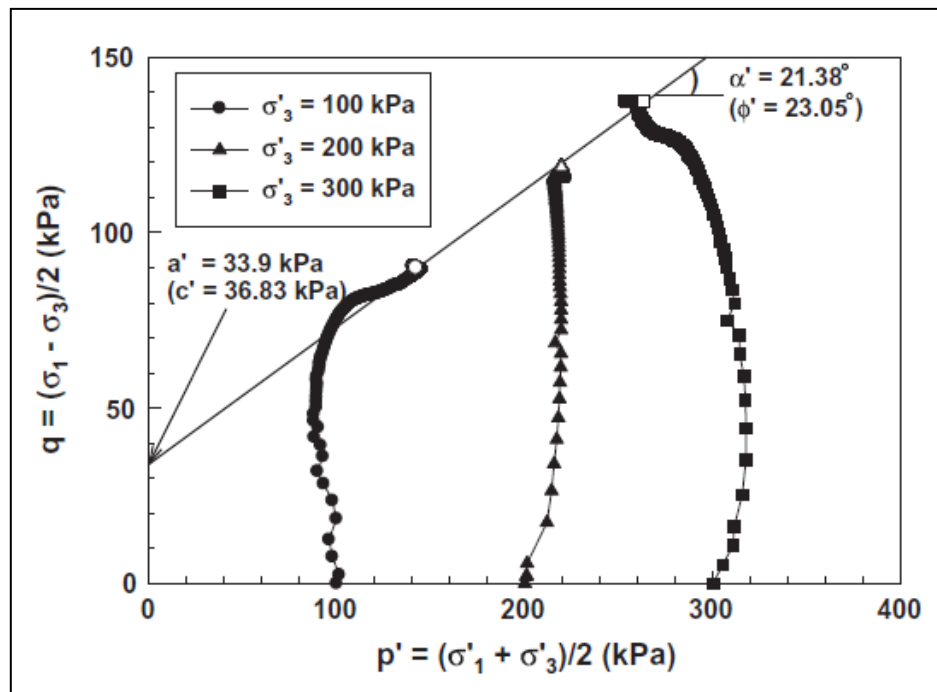


Figura 11.61: Relación entre  $p'$  y  $q$  para las pruebas de CU. [W. Taek Oh y otros, 2010].

UI

Las muestras compactados (50 mm de diámetro y 100 mm de altura) con el valor de succión matricial inicial (es decir, 200 kPa) fueron cizalladas inmediatamente después de la aplicación de la presión de confinamiento isotrópico, R3 (100, 200, 300 y 400 kPa) bajo carga sin escurrir

condiciones utilizando equipo triaxial convencional. La cohesión total,  $c$  y el ángulo de fricción total interna,  $\phi$  se estimaron en 86,9 kPa y 11,2°, Respectivamente. La figura muestra la relación de  $p$ - $q$  de los resultados de las pruebas de IU.

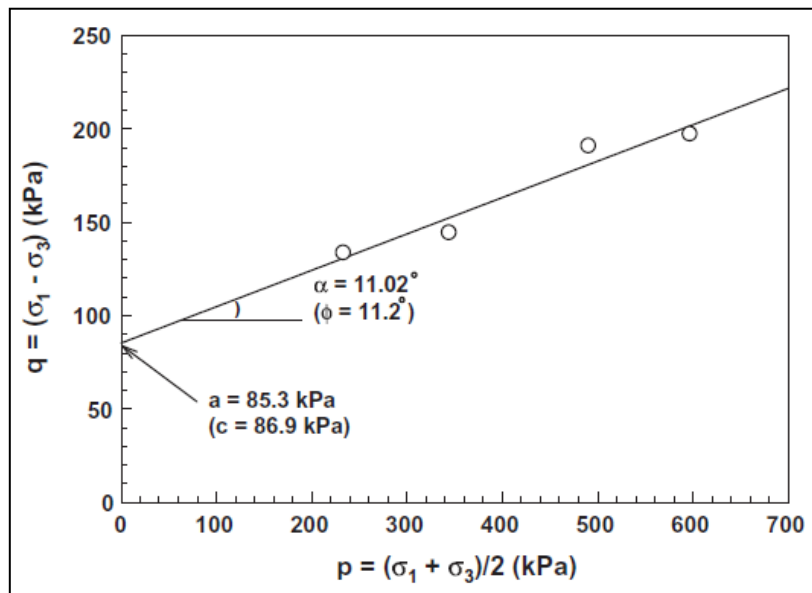


Figura 11.62: Relación entre  $p$  y  $q$  para las pruebas de IU. [W. Taek Oh y otros, 2010].

### MTT

Una serie de ensayos triaxiales modificados (MTT) se llevaron a cabo para determinar el ángulo de fricción interna con respecto al valor de succión matricial,  $\phi^b$ . Siguiendo los procedimientos descritos en Fredlund y Rahardjo. Las muestras compactadas insaturadas primero se les permitió absorber agua a través del disco de cerámica (valor de entrada de aire = 500 kPa) de los equipos de MTT antes del cizallamiento. Se realizaron las pruebas de ruta de acceso siguiente humectante para simular condiciones de infiltración. Después de que las muestras alcancen las condiciones de equilibrio con respecto tanto a la succión matricial,  $(u_a - u_w)$  y cambio de volumen bajo la presión de confinamiento aplicadas, las muestras fueron cizalladas en condiciones de carga sin escurrir. El ángulo de fricción interna, debido a la contribución de la succión matricial ( $\phi^b$ ) se estimó en 12,3° al  $(u_a - u_w) = 200$  kPa. Este valor corresponde a la succión matricial inicial de los muestras en el contenido de agua igual a 13,2%. Las tensión normal neta ( $\sigma_n - u_a$ ) frente a resistencia a la cizalladura y la variación de la resistencia al cizallamiento con respecto a la succión matricial se muestra en la figura.

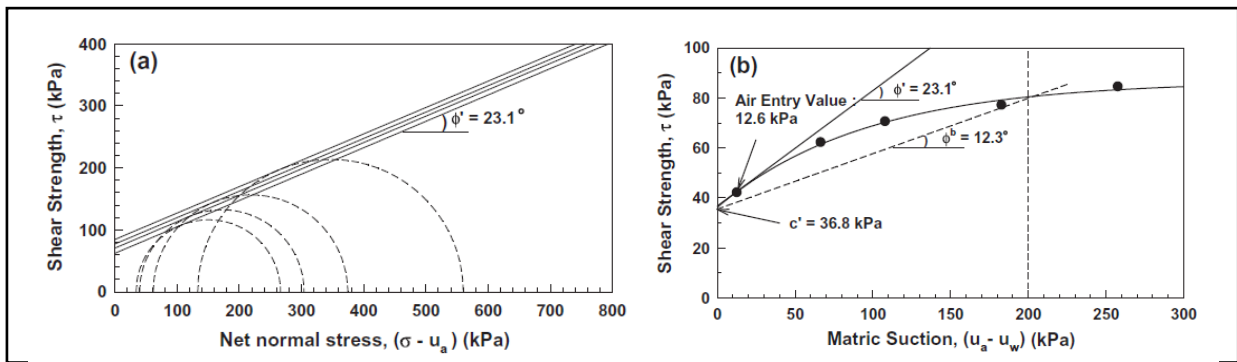


Figura 11.63: (a) Relación entre la tensión neta y esfuerzo cortante y (b) la variación de la resistencia al cizallamiento con respecto a la succión matricial. [W. Taek Oh y otros, 2010].

Tabla 11.19: Resumen de los resultados de tres test de cizallamiento tri axiales. [Taek Oh y otros, 2010]

	$\sigma_{3i}$ (KPa)	$u_{wi}$ (KPa)	$\sigma'_{1f}$ (KPa)	$\sigma'_{3f}$ (KPa)	$c'$ (KPa)	$\phi'$ (grados)
CU (sat)	770	670	232,21	52,25	36,8	23,1
	870	670	338,16	100,76		
	970	670	400,43	125,35		
IU (insat)	$\sigma_{3i}$ (KPa)	$\sigma_{1f}$ (KPa)	C (KPa)	$\phi$ (grados)		
	100	266,93	86,9	11,2		
	200	288,53				
	300	381,30				
MTT (insat)	$(u_a - u_w)_i$ (KPa)	$\sigma_{3i}$ (KPa)	$(\sigma_1 - u_a)_f$ (KPa)	$(\sigma_3 - u_a)_f$ (KPa)	$(u_a - u_w)_f$ (KPa)	
	50	100	266,4	34,1	66,6	
	100	150	304,2	39,7	108,0	
	150	250	374,3	61,6	182,9	
	200	400	560,1	133	257,7	

Nota: CU (sat): prueba sin escurrir consolidada con medición de la presión del agua intersticial de la muestra de suelo saturado  
 UI (insat): espécimen de suelo insaturados cizallados inmediatamente después de la aplicación de la presión de confinamiento en condiciones de carga sin escurrir

MTT (insat): Test triaxial modificado para suelos insaturados

i: valor inicial

f: valor final



Los detalles, parámetros de resistencia al corte utilizados y factor de seguridad obtenidos en los análisis de los cuatro escenarios diferentes se resumen en la Tabla.

Tabla 11.20: Resumen de los análisis. [Taek Oh y otros, 2010]

Escenario	Detalles de los análisis	FOS
A	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de estabilidad convencional del terraplén suponiendo condiciones saturadas</li> <li>Asumiendo sin infiltración</li> <li>Parámetros de resistencia                      Caso 1 : <math>c' = 36.8 \text{ kPa}</math>, <math>\phi' = 23.1^\circ</math> (CU)                      Caso 2 : <math>c' = 5 \text{ kPa}</math>, <math>\phi' = 23.1^\circ</math> (CD)</li> </ul>	5.35 1.35
B	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de estabilidad de talud saturado</li> <li>Asumiendo Infiltración igual a <math>k_s = 10^{-7} \text{ m/s}</math></li> <li><math>c' = 5 \text{ kPa}</math>, <math>\phi' = 23.1^\circ</math> (CD)</li> </ul>	1.32
C	Etapa 1 <ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de estabilidad en un talud no saturado</li> <li>Sin infiltración</li> <li><math>c' = 5 \text{ kPa}</math>, <math>\phi' = 23.1</math>, <math>\phi^b = 12.3^\circ</math> (MTT)</li> <li>Estabilidad a largo plazo (Matriz de succión uniforme de 200kPa)</li> </ul> Etapa 2 <ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de estabilidad en un talud no saturado</li> <li>La infiltración con la función UCP</li> <li><math>c' = 5 \text{ kPa}</math>, <math>\phi' = 23.1</math>, <math>\phi^b = 12.3^\circ</math> (MTT)</li> <li>Estabilidad a largo plazo (Matriz de succión uniforme de 200kPa)</li> </ul>	10.26 1.24
D	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de estabilidad en un talud no saturado</li> <li><math>c = 86.9 \text{ kPa}</math>, <math>\phi = 11.2^\circ</math></li> <li>Sin infiltración</li> <li>Estabilidad a corto plazo (Matriz de succión uniforme de 200kPa)</li> </ul>	10.35

Escenario A. (análisis de la estabilidad convencional).

El factor de seguridad (FS) se estimó como 5,35 (Figura 11.64) [anexo]. Este resultado sugiere que el terraplén es seguro. El alto valor de FS se puede atribuir a la cohesión efectiva.

Vanapalli y otros, realizó pruebas consolidadas drenadas (CD) en el mismo suelo utilizado para este estudio, obteniendo que la cohesión efectiva era de 5 kPa, por lo que el FS fue re-evaluado.

El uso de un menor valor de una cohesión efectiva puede justificarse sobre la base de dos razones: (i) el componente de cohesión efectiva de suelo compactado es probable que disminuya con el tiempo por la contribución de la succión matricial y (ii) la cohesión efectiva medida es dependiente de la velocidad de cizalla utilizada.

El FS para el escenario A - Caso 2. Era igual a 1,35(Figura 11.64) [Anexo]. El resto de los análisis se realizó utilizando el valor menor cohesión (es decir, 5 kPa) para obtener análisis más conservadores.

Escenario A. (análisis de la estabilidad convencional).

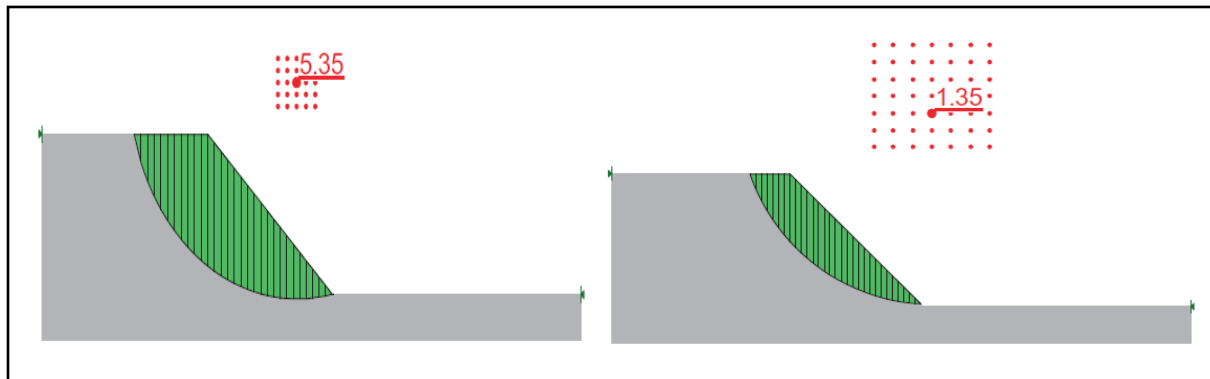


Figura 11.64: Análisis de estabilidad para la condición saturada con resultados CU(caso 1), CD(caso 2), respectivamente. [W. Taek Oh y otros, 2010].

*Escenario B: (condiciones de encharcamiento).*

La influencia de las condiciones de infiltración para este escenario se pueden despreciar. Esto es debido a que la tasa de infiltración disminuye significativamente a medida que se acerca el terraplén a la condición de saturación. El análisis de la estabilidad del terraplén; sin embargo, puede llevarse a cabo mediante la simulación de una condición encharcamiento sobre toda la superficie. Una profundidad de encharcamiento uniforme de 100 mm fue asumido en el presente estudio. El valor FS para esta profundidad de encharcamiento fue de 1.32 (Figura 11.65) [Anexo], Sin embargo, FS disminuyó con un aumento en la profundidad de encharcamiento. La altura extra de encharcamiento es similar a una presión de sobrecarga aplicada en el terraplén que contribuye a una disminución de la FS. El análisis que se describe en esta sección (Escenario B: condiciones de encharcamiento) puede llevarse a cabo mediante la simulación de diferentes intensidades de lluvia en SEEP/W, la incorporación de información de lluvias como parámetro de entrada.

- Escenario B: (condiciones de encharcamiento).

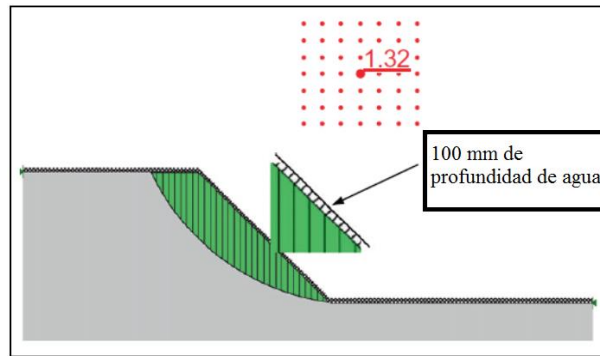


Figura 11.65: Análisis de estabilidad para condiciones de encharcamiento de terraplén saturado (Escenario B). [W. Taek Oh y otros, 2010].

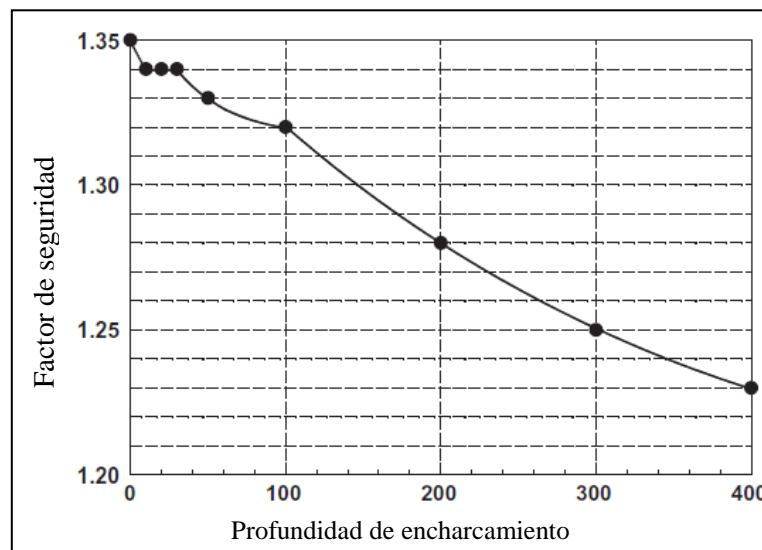


Figura 11.66: Variación del FS con la profundidad de encharcamiento por terraplén saturado (Escenario B). [W. Taek Oh y otros, 2010].

*Escenario C: (análisis de estabilidad para las condiciones no saturadas).*

El análisis de estabilidad para condiciones insaturado sin precipitaciones (Escenario C - Etapa 1) mostró un FS de 10.26 (Figura 11.67). Este FS se logró mediante el supuesto de que el valor de succión matricial dentro del terraplén era uniforme en toda la profundidad (200 kPa).

El análisis de estabilidad para la condición no saturada considerando diferentes casos de infiltración (5, 10, 20 y 40 mm / h) también se llevó a cabo utilizando un "método de la cuadrícula y radio" y "método de bloques" (Figura 11.68, Figura 11.69) (Escenario C - Etapa 2).

Los resultados indican que la falla circular poco profunda se produce antes de la pendiente infinita, asumiendo una intensidad de lluvia de 40 mm/h. Los valores de FS eran también

aproximadamente los mismos, para diferentes intensidades de lluvia consideradas en el análisis (5, 10 y 20 mm/h).

- Escenario C: (análisis de estabilidad para las condiciones no saturadas).

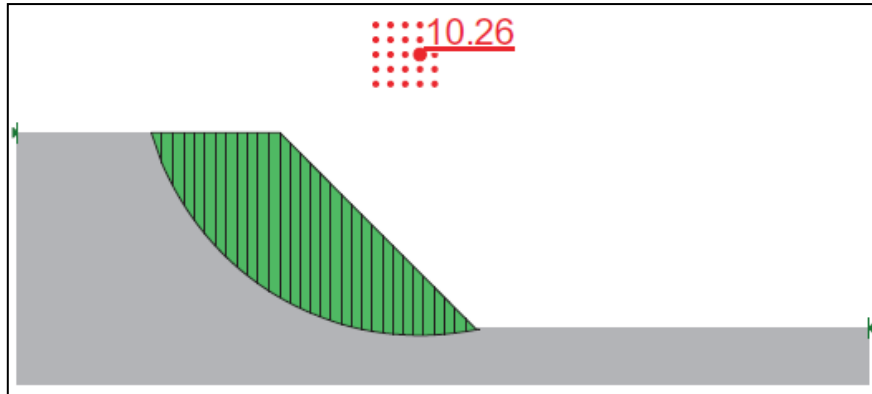


Figura 11.67: Análisis de la estabilidad a largo plazo para el estado no saturado sin infiltración de la lluvia (Escenario C - Etapa 1). [W. Taek Oh y otros, 2010].

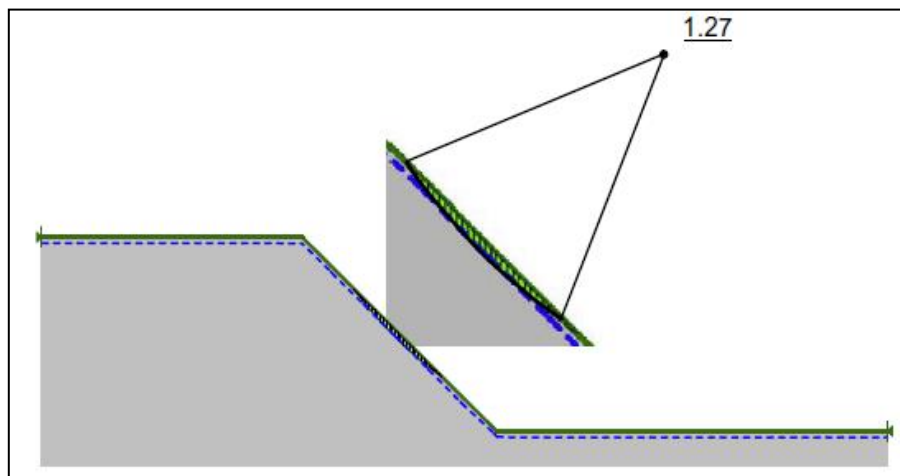


Figura 11.68 Análisis de la estabilidad a largo plazo para el estado no saturado considerando las precipitaciones e infiltración (Escenario C - Etapa 2) (cuadrícula y el método de radio). [W. Taek Oh y otros, 2010].

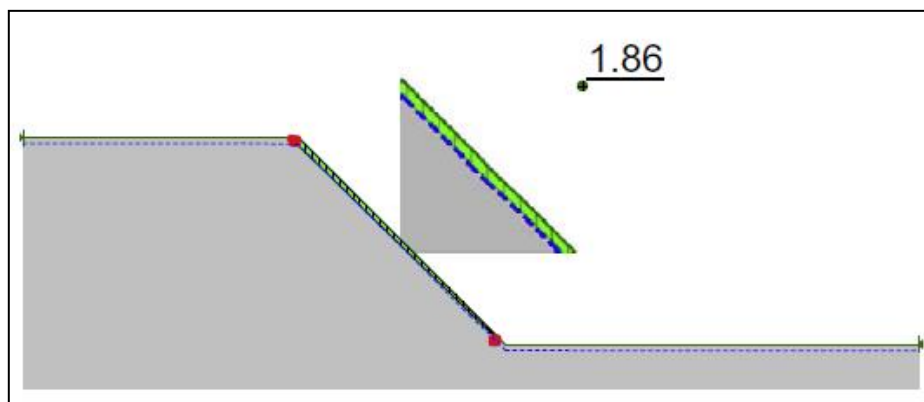


Figura 11.69: Análisis de la estabilidad a largo plazo para el estado no saturado considerando las precipitaciones e infiltración (Escenario C - Etapa 2) (cuadrícula y el método de radio). [W. Taek Oh y otros, 2010].

precipitaciones e infiltración (Escenario C - Etapa 2) (método de bloques). [W. Taek Oh y otros, 2010].

11.1.16.1 *Método de la cuadrícula y el radio:* Este método se utiliza para encontrar la superficie de deslizamiento circular crítica. Cada punto de la cuadrícula es el centro del círculo para los resbalones de los ensayos considerados en el análisis para determinar el valor del factor más bajo de seguridad (FS).

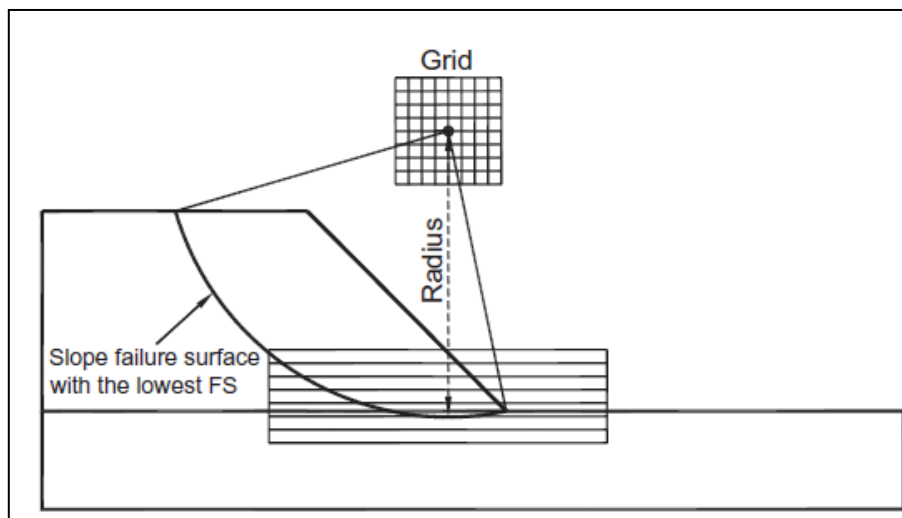


Figura 11.70: Especificación de las superficies de deslizamiento de prueba con el método de cuadrilla y radio. [W. Taek Oh y otros, 2010].

11.1.16.2 *Método de bloques:* Este método es útil para encontrar la superficie de deslizamiento crítica que es probable que sea paralela a la pendiente.

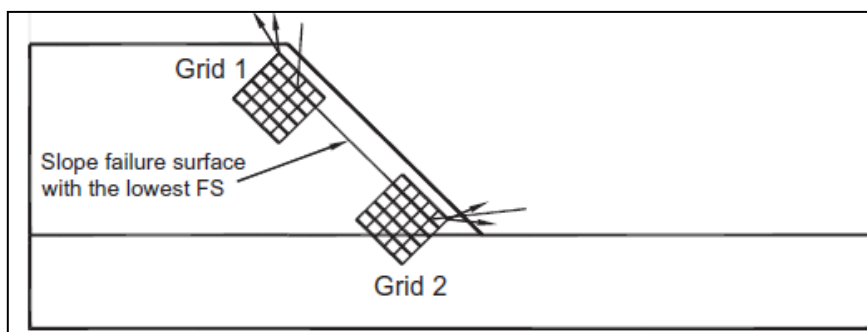


Figura 11.71: Especificación de las superficies de deslizamiento de los ensayos en el método de bloques. [W. Taek Oh y otros, 2010].

---

Escenario D: (análisis de la estabilidad a corto plazo para la condición saturada).

El FS para el Escenario D se estimó en 10.35 (Figura 11.72).

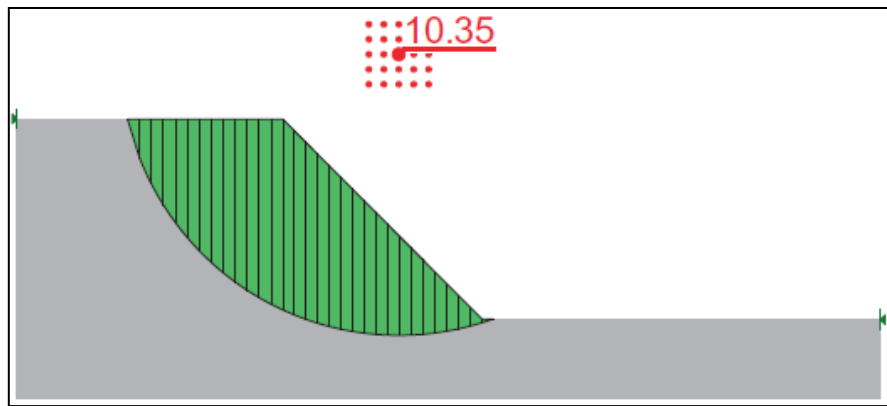


Figura 11.72: Análisis de la estabilidad a corto plazo para la condición insaturado utilizando los resultados de IU (Escenario D). [W. Taek Oh y otros, 2010]