

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL
TERRENO Y DE LOS MATERIALES

TESIS DOCTORAL

INESTABILIDADES POR DEGRADACIÓN SUPERFICIAL
DE TALUDES EN SUELOS. CORRECCIÓN MEDIANTE
SISTEMAS DE REFUERZO ANCLADOS

Autor

ALMUDENA DA COSTA GARCÍA

Director

CÉSAR SAGASETA MILLÁN

Santander, 2004

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar deseo expresar mi más profundo agradecimiento al Profesor D. César Sagaseta. Considero que ha sido un gran privilegio haber tenido la oportunidad de desarrollar esta Tesis Doctoral bajo su dirección. Quisiera agradecerle todo su conocimiento y experiencia compartidos, su generosa dedicación y las oportunidades brindadas, las cuales espero haber sabido aprovechar.

Deseo, del mismo modo, transmitir mi agradecimiento al Profesor D. Jorge Cañizal, por toda la ayuda que me ha prestado, por lo que me ha enseñado, así como por su apoyo y ánimo constantes.

Quiero, también, recordar al Profesor D. José Manuel Sánchez-Alciturri, a quien deseo rendir una especial mención por todo lo que de él aprendí, no sólo en el mundo de la Geotecnia.

También deseo agradecer al Departamento de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad de Oxford, especialmente al Dr. Harvey Burd, por poner a mi disposición no sólo sus herramientas de cálculo, sino también sus conocimientos en el campo de los elementos finitos, por responder generosamente a cada una de mis consultas y por el trato que de él recibí en cada una de mis visitas a Oxford.

Quiero extender mi agradecimiento a mis compañeros de Doctorado Carmen González y José Antonio Barco, con los que me une una gran amistad y la complicidad que conlleva el desarrollo de una Tesis Doctoral.

Al resto de compañeros del Grupo de Geotecnia, Beatriz, Javier y Fernando, agradecerles su apoyo y el tiempo compartido con ellos.

Por último, un especial agradecimiento a Daniel de la Hoz, por su apoyo y ánimo y, sobre todo, por su presencia cuando más la he necesitado.

Esta Tesis Doctoral ha sido financiada parcialmente por las siguientes Instituciones:

- Proyecto de Investigación "Desarrollo de Nuevas Tecnologías de Refuerzo y Estabilización de Desmontes en Suelos". Plan Nacional I+D, cofinanciado con fondos FEDER. REF. 1FD97-0757. (2000-01).
- Beca de Investigación Tecnológica Predoctoral. Fundación Leonardo Torres Quevedo. Universidad de Cantabria. (Junio 2001-Diciembre 2002).
- Comisión Europea. Acción COST C7 "Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering". Short-Term Scientific Mission. (2001).

RESUMEN

Los fenómenos de inestabilidad superficial de taludes en suelos suelen ir asociados a degradación de las propiedades mecánicas a partir de su superficie, por diferentes procesos (humectación, meteorización, etc.). Su análisis se realiza generalmente mediante el empleo de métodos de equilibrio límite, principalmente el método de talud indefinido. Dentro de este marco, la presente Tesis Doctoral plantea un análisis numérico consistente en simular la degradación del terreno mediante una formulación en elementos finitos, con el objetivo de aplicarlo en el análisis de taludes.

Por otro lado, existen distintos sistemas de prevención y corrección de este tipo de inestabilidades, que van desde sistemas como la revegetación, hasta el empleo de sistemas flexibles anclados. Actualmente se comienza a emplear un sistema de refuerzo basado en mallas de alambre de acero de alta resistencia ancladas al talud, cuyo efecto principal es la transmisión de una presión al paramento, al deformarse la malla adquiriendo cierta curvatura bajo estado de tracción. Este tipo de sistemas es también analizado en la investigación que se presenta.

Para ello, se comienza con el estudio del efecto del refuerzo, analizando la estabilidad de taludes sometidos a presión en su superficie, mediante el método de equilibrio límite.

Seguidamente se realiza una caracterización de la malla de refuerzo, prestando especial atención a su comportamiento tensión-deformación, y a su anisotropía.

La investigación continúa mediante el análisis numérico de la interacción entre el terreno y el refuerzo, considerando una serie de celdas elementales de contorno sencillo. Los resultados obtenidos permiten establecer una serie de factores críticos y condicionantes en el análisis de estos sistemas, y también relacionados con la forma de cálculo a emplear.

Sobre la degradación del terreno, se propone una formulación general dentro de la Teoría de la Plasticidad, que se implementa en el programa de elementos finitos OXFEM de la Universidad de Oxford. Dicha formulación se verifica mediante el análisis de una cimentación superficial sometida a una degradación desde la superficie hacia el interior del terreno. Finalmente, se analiza el caso de taludes con y sin refuerzo, sometidos a distintos grados de degradación en su zona superficial.

ABSTRACT

Shallow instabilities in soil slopes are usually related to degradation of mechanical soil properties advancing from its surface, and due to different process (water infiltration, erosion, etc.) The analysis of this problem is usually carried out by limit equilibrium, considering the slope as being of infinite length. This Thesis proposes a numerical analysis based on a soil degradation formulation in finite elements.

On the other hand, there are different systems for preventing and correcting these instabilities, as slope revegetation, the use of flexible systems nailed to the slope, etc. In the last years, increasing use is made of meshes of high strength steel wire, nailed to the slope face. In these systems, the mesh develops some curvature under deformation, so that, it exerts a normal pressure to the slope face.

Limit equilibrium analyses of slopes with pressure acting on their surface are presented as part of the investigation.

After that, characterization of the wire mesh is presented, with particular emphasis on its anisotropic stiffness and mechanical behaviour.

Analysis of the interaction between the soil and the mesh is carried out by numerical analyses of some elementary cells. The results allow identifying some important factors that need to be taken into account in the analysis of the described systems.

A formulation for soil degradation, based on Plasticity Theory, is proposed. It is implemented on the finite element program OXFEM of the University of Oxford. The computer implementation of the formulation is checked by the analysis of a shallow footing subjected to a degradation starting on the soil surface.

Finally, this formulation of degradation is used to perform analyses of reinforced and un-reinforced slopes subjected to different degrees of degradation on its surface.

THESIS SUMMARY

A summary of the Thesis is presented following the order of Chapters in the general text.

1. INTRODUCTION

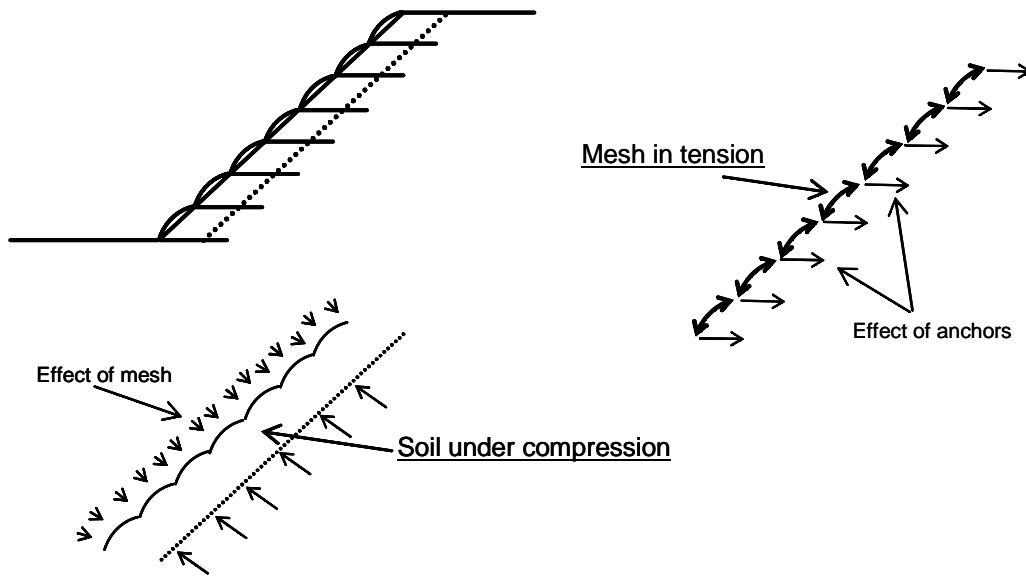
The aim of the work is the analysis of shallow instabilities in soil slopes due to degradation. This is a wide topic, including many aspects to be taken into account. From all of them, the Thesis includes the ones dealing with:

- i) Shallow instability analyses
- ii) Soil degradation analyses
- iii) Systems used to prevent and correct shallow instabilities

The analysis of shallow instabilities in soil slopes are usually carried out by limit equilibrium, considering the slope as being of infinite length. This Thesis proposes a limit equilibrium analysis for this problem, considering a pressure acting on the slope face. This pressure represents the effect of a mesh nailed to the slope, that is one of the possible ways to correct or prevent shallow instabilities.

There is a relatively short number of published numerical analyses related to the problem of shallow instabilities. In this sense, a numerical analysis based on soil degradation is proposed. Soil degradation is due to different process as water infiltration, erosion, seepage, etc. In the presented formulation, the effect of the degradation is considered as a reduction of soil strength parameters.

On the other hand, there are different systems for preventing and correcting these instabilities, as slope revegetation, the use of flexible systems nailed to the slope, etc. In the last years, increasing use is made of meshes of high strength steel wire, nailed to the slope face. In these systems, the mesh develops some curvature under deformation, so that, it exerts a normal pressure to the slope face (see figure). The result is a tension state in the mesh, and a compression state in the soil. The characterisation of these meshes is presented, and also some analyses of soil-mesh interaction have been carried out as part of the research.



States produced on the soil and on the mesh

Finally, the analysis of soil slopes subjected to a degradation process advancing from its surface is presented for a slope, with and without reinforcement.

2. CHAPTER 1. STATE OF THE ART

In Chapter 1, the state of the art concerned with shallow instabilities in soil slopes, methods to analyse this problem, soil degradation and systems for correcting this kind of instabilities, is presented.

Shallow instabilities in soil slopes

Shallow instabilities in soil slopes can occur due to different factors which reduce the strength of soil situated near the slope surface. There are many reasons for that reduction:

- Bad soil compaction of embankments near the edge
- Degradation due to atmospheric agents
- Surface erosion by water
- Infiltration of rain water

It is not the aim of the Thesis to investigate the development of these processes. The attention is focused on the final result, which is the creation of a shallow zone in the slope presenting a reduced strength.

Methods to analyse shallow instabilities

Shallow instabilities are usually carried out by limit equilibrium analyses. In Chapter 1 different methods are presented, some of them based on 2-dimensional analyses, and some others based on 3-dimensional analyses. These methods have been developed by different authors, who usually consider the slope divided on slides (2D) or columns (3D).

The thickness of the unstable zone in shallow instabilities is usually small compared with the slope height, so the slope can be considered as being of infinite length. Therefore, the well know infinite slope analysis is presented for slopes either dry, submerged or subjected to seepage.

In all limit equilibrium methods (not specifically in shallow instability), the factor of safety is defined in terms of mobilised shear strength. That can be considered as a strength reduction factor. So, some authors have proposed a shear strength reduction technique to obtain the factor of safety. This technique has been formulated in finite element method. Some of the results obtained by the authors are presented (Zienkiewicz et al., 1975; Dawson et al., 1999; Griffiths and Lane, 1999; Rachez et al., 2002; etc.)

Finite element formulation for soil degradation

From the study of the state of the art concerned with soil degradation, some numerical analyses of the effects of weathering have been found. For example, the method described by Castellanza et al. (2002), who analyse the case of induced subsidence of a circular foundation, considering constant load, while degradation takes place from the top surface. For the analysis the authors have chosen an artificial weathering profile according to the natural process. The results show that, although the external load remains constant, vertical settlements are observed on a shallow

foundation as weathering proceeds from the top to the bottom of the foundation rock layer.

Systems to correct shallow instabilities

Different methods to prevent and correct shallow instabilities are described. Vegetation as a protection system is presented, including different ways to fix the seeds to the slope. Some studies consider the reinforcing role of the roots. They present models of soil-root interaction that consider an increase on shear resistance due to root reinforcement (Gray, 1978; Bache and MacAskill, 1984; Barker, 1986, etc.).

The use of flexible systems nailed to the slope face as a stabilisation method is also described.

In the last years, increasing use is made of meshes of high strength still wire, nailed to the slope face. In these systems the mesh develops some curvature under deformation, so that it exerts a normal pressure to the slope face.

3. CHAPTER 2. SLOPES SUBJECTED TO PRESSURE ACTING ON THEIR SURFACE. LIMIT EQUILIBRIUM ANALYSIS

The aim of this Chapter is the analysis of soil slopes subjected to the effect of the reinforcing mesh, considered as a pressure on their surface. So the proposed limit equilibrium method does not consider the mesh, but only its effect on the slope.

The method is presented first, considering the slope as being of infinite length. This hypothesis is usually correct as the thickness of the unstable zone is very small compared with the slope height or length.

For this purpose, the equilibrium of all forces acting on a slope slide is imposed. The result gives the necessary pressure on the slope face to reach a desired value for the factor of safety. This pressure depends on : slope angle (β), soil unit weight (γ), thickness of the unstable layer (d), soil cohesion (c), soil friction angle (ϕ), water unit weight (γ_w), seepage direction (α) and desired safety factor (F).

$$p = f(\beta, \gamma, d, c, \phi, \gamma_w, \alpha, F)$$

The results are presented in the form of graphs obtained for slopes either dry, submerged, or subjected to seepage. These graphics give the non-dimensional value of $p/(\gamma \cdot d)$ for different values of the parameters: $c^*/(\gamma \cdot d)$, ϕ^* , β and seepage conditions (see for example Figure 2.5).

Depending on the geometry of the problem, the analysis considering the slope as being of infinite length is not correct. For these cases, a height reduction factor is proposed. The analysis is carried out considering the unstable layer divided in blocks. By imposing forces equilibrium for each block, a coefficient (R) is obtained which relate pressure needed for the case of considering the slope as being of finite length, to the case of infinite.

$$p_{\text{finite slope}} = R \cdot p_{\text{infinite slope}}$$

Values of the factor R , for the case of cohesionless soil, depends on: the ratio H/d , where H is the slope height, and d is the thickness of the unstable zone; slope angle; friction angle; and seepage conditions. These values are presented in graphs for slopes either dry, submerged or subjected to seepage (see for example Figure 2.10).

Finally, for the analyses of frictional and cohesive soil considering the slope as being of finite length, a reduction on slope height is proposed. From the analyses of different slopes it has been observed that the results for a case $c \neq 0$, is the same as considering $c = 0$, but using a corrected slope height (H^*) given by:

$$\left(\frac{H}{d}\right)^* = \left(\frac{H}{d}\right) - \left(\frac{H_c}{d}\right)$$

where: H is the slope height, d is the thickness of the unstable zone, and H_c depends on cohesion, friction angle, and slope.

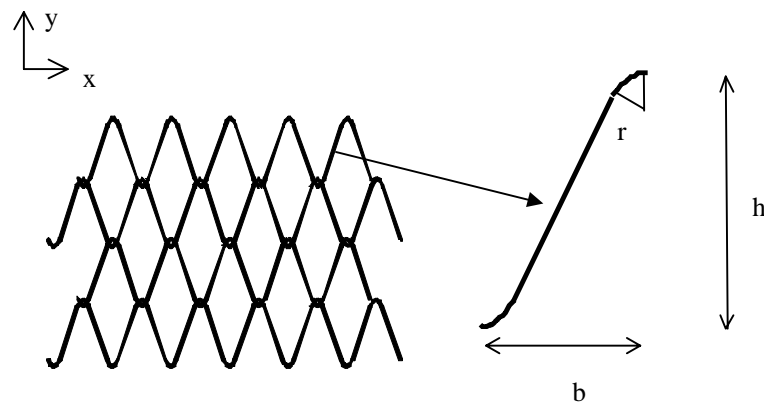
Values of (H_c/d) are given in graphs, again for slopes either dry, submerged or subjected to seepage (see for example Figure 2.11).

In summary, for the analysis of slopes of finite height, the necessary pressure on the slope face to reach a desired value for the factor of safety can be calculated in the following steps: i) obtain the pressure needed considering the slope as being of

infinite length ($p_{infinite\ slope}$); ii) obtain height reduction due to cohesion (H_c/d); iii) obtain the corrected height $(H/d)^*$; iv) obtain R factor for $(H/d)^*$ value; v) obtain $p_{finite\ slope} = R \cdot p_{infinite\ slope}$.

4. CHAPTER 3. CHARACTERISATION OF THE REINFORCING MESH

From the systems used to prevent and correct shallow instabilities, the system based on steel wire meshes nailed to the slope face is studied.



Scheme of the wire steel mesh

An scheme of these meshes is presented in next figure.

The geometry of the mesh is defined by dimensions h , b , r and the wire diameter, and it presents two principal directions (y and x).

In this Chapter the analysis of this kind of mesh is presented for the case of: mesh working in its own plane, and mesh considered as a membrane.

Mesh behaviour in its own plane

A theoretical analysis of the response of a unit cell of the mesh (a diagonal wire as shown in the figure above) to applied forces is presented. Some basic situations are considered, regarding the direction of the applied force and the boundary conditions at the ends. By superposition of these elementary solutions, the cases of

uniform tension in one of the principal directions, with movement totally restrained in the transverse direction, can be simulated. As a result of this analysis, the constrained moduli E_{xc} and E_{yc} are defined. These values are checked against the results of experiments carried out with TECCO G-65 mesh.

The method is also used to investigate the expected value of the shear modulus G , which was not experimentally tested.

The analysis of the mesh working on its own plane has shown a very important property, its anisotropic behaviour.

From the theoretical formulation of anisotropic materials, and from the laboratory tests results, it has been obtained that the mesh can be adequately modelled as a cross-anisotropic continuous membrane, defined by four parameters: E_x , E_y , G_{xy} , μ_{xy} . This anisotropic set of parameters is necessary only for 3-dimensional analysis. For plane strain analyses, the mesh is defined by its constrained modulus in its principal direction.

Mesh behaviour as a membrane

The behaviour of the mesh on the slope depends on the way used to install it. The usual installation systems are described in the Thesis, and for two of them a theoretical curvature-pressure model is proposed.

One of the models considers the mesh deformation as a cylinder, and the other considers spherical deformation. These models try to relate the pressure acting on the mesh to the supported tension and its pattern of deformation.

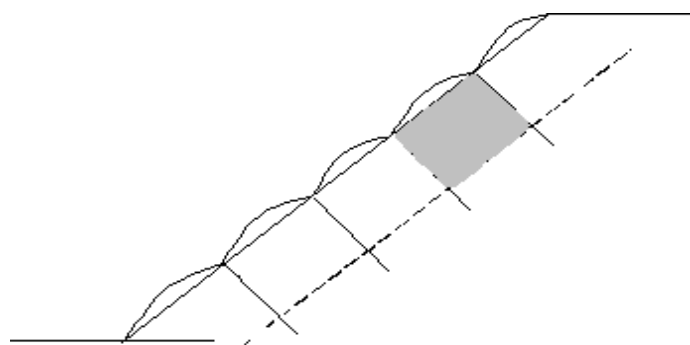
The model for cylindrical deformation has been checked against the result of some laboratory tests, where the mesh is supporting a distributed load on its surface.

5. CHAPTER 4. STRESS-STRAIN ANALYSES

In this Chapter some numerical analyses to study soil-mesh interaction are presented. Two different programs based on finite element method have been used: CRISP (Britto and Gun, 1990) and PLAXIS (Brinkgreve and Vermeer, 1998).

The analyses of the interaction between the slope and the mesh is a particularly difficult case of soil and structural element interaction, due to the importance of non-linear soil behaviour and to the large deformation (the mesh only exerts normal pressure to the slope by its curvature under deformation).

Because of these reasons, it is convenient to examine the behaviour of some elementary cells, like the one shadowed in next figure, in which soil-mesh interaction is presented.



Elementary cell

The elementary cells have been studied under the same situations that they will support in the slope: i) the effect of the pre-stressed anchors, ii) the superficial instability of the slope. These effects are simulated by finite element analyses.

From each analysed cell, tension in the mesh and its pattern of deformation have been obtained. The results show that the higher the soil strength is, the smaller are the tension in the mesh and its deformations.

An important conclusion is that large deformation needs to be considered in all analyses where the mesh is presented, as well as zero stiffness of the mesh under compression. Otherwise, the mesh is always a flat surface carrying all the lateral compressive forces, with pure axial deformation, and not developing against the soil any pressure.

Another important conclusion is related to the effect of soil dilatancy. As it occurs in other problems where the soil is constrained, the value considered for the angle of dilation influences on the obtained results (Houlsby, 1991). Some presented

analyses show that, for example, tension in the mesh can be three times higher for the case of dilation angle equals to friction angle, with respect to the case of dilation angle equals to zero. Therefore, programs that permit different values for friction angle and dilation angle, should be used in the analysis of these problems.

Finally some numerical analyses of slopes with pressure acting on their surface are presented. The results are compared with the limit equilibrium method presented in Chapter 2. Also an example of an embankment construction with a weak soil layer on its surface is presented. From this last analysis, it is shown that if a reinforcement is used, the effect of the nailed mesh makes it possible to reach higher slope height without failure, than if the construction is done without reinforcement.

6. CHAPTER 5. DEGRADATION OF SLOPE SURFACE. FINITE ELEMENT FORMULATION

This Chapter deals with soil degradation and its application to slopes.

To reach the proposed aim, the following structure has been developed:

- i) formulation for soil degradation
- ii) implementation to OXFEM program
- iii) formulation check by the analysis of shallow footings subjected to degradation
- iv) application to reinforced and un-reinforced slopes

Formulation for soil degradation

Soil degradation is considered as soil strength reduction. To formulate this reduction, the relationship between stress and strain increments, based on Plasticity Theory, is presented.

The elasto-plastic constitutive behaviour for material presenting degradation is obtained from: yield surface, elastic constitutive behaviour, degradation law and plastic

potential function. The condition of consistency provide the expression for the stress increments equivalent to the loss of strength

Finite element program OXFEM. Previous necessary adaptations

Oxfem program has been chosen to be implemented with the described formulation of soil degradation.

The main reason is the feature of large displacements formulation developed in OXFEM, as the program has been conceived to reinforced unpaved road analysis (Burd, 1990; Burd 1995).

The program incorporates the Von Mises failure criterion for a purely cohesive material, and the Matsuoka-Nakai criterion for purely frictional material, but no criterion for cohesive and frictional material has been implemented to the program.

For the analysis of soil slope degradation it is interesting to be able to consider a general failure criterion with both components, frictional and cohesive.

There are different failure criteria to represent frictional and cohesive materials, Mohr-Coulomb, Drucker Prager, etc. Any of them could be included in OXFEM, but due to the existences of Matsuoka-Nakai frictional criterion, it has been decided to extend this criterion including the cohesive component.

Implementation of Matsuoka-Nakai frictional and cohesive criterion to OXFEM program

In the Thesis, Matsuoka-Nakai frictional and cohesive criterion formulated by Houlsby (1986) is described. Then the criterion is incorporated to OXFEM. Also, the way used to calculate stiffness matrix is presented.

As it is concluded in Chapter 4, the effect of soil dilatancy in the analyses of reinforced slopes is very important, so that the plastic potential function adopted in the formulation is different from the yield function, although they have same structure.

In the formulation, all stresses obtained by numerical integration of the constitutive law are corrected if they lie outside the yield surface at the end of a

calculation step. The direction proposed to this correction is presented, as well as some of its properties.

To check the performance of Matsuoka-Nakai frictional and cohesive criterion, some collapse problems are analysed, comparing the obtained result for each analysis with the corresponding theoretical solution.

Implementation of formulation for soil degradation

First of all, the considered law of degradation is presented. This law is defined by two fronts of degradation, which advance into the soil producing degradation. The process is studied at each individual Gauss point. It is necessary to mark that, although the formulation is general to consider degradation of all strength parameters, the implementation in OXFEM has been done only for cohesion degradation, with constant friction angle. So, all analyses presented are carried out considering only cohesion reduction.

For Gauss points affected by degradation in a calculation step, depending on their current behaviour (elastic or plastic), the stresses increment due to degradation need to be evaluated and added to current stresses.

Soil degradation formulation is checked by the analysis of a shallow footing subjected to degradation advancing from the soil surface.

In the analyses two calculations stages are considered. During the first one a load is applied to the footing, and during the second stage degradation occurs while the applied load is kept constant.

The analyses are carried out for different degrees of degradation.

Pressure-displacement curves are presented for both stages of calculation, as well as the settlement produced due to degradation against its advance into the soil. These results confirm that the formulation works correctly.

Application of degradation to reinforced and un-reinforced slopes

The analysis of slopes subjected to degradation is presented as part of the research.

For the case of reinforced slopes, different kinds of reinforcement are considered, with different number of nailed points of the mesh.

For each case, the following curves are plotted: i) horizontal displacements profiles in the slope face during degradation, ii) development of horizontal displacement of a given point situated on the slope face, as degradation occurs, iii) tension in the mesh.

The results show that the reinforcement reduces the displacements of the soil surface, increasing the slope stability. About the tension in the mesh, it is observed that axial force in the mesh is concentrated in the point where the mesh is nailed to the slope. This axial force is higher in the nailed points situated in the lower point of the slope.

PRESENTACIÓN DE LA TESIS

PRESENTACIÓN DE LA TESIS

Hoy en día, el gran volumen de construcción lineal (carreteras, autopistas, ferrocarriles, etc.), hace necesario alterar constantemente la superficie del terreno, siendo unidades de obra comunes la excavación de desmontes y la construcción de terraplenes. En ambos casos, se tiene una superficie creada de forma artificial, y que se verá sometida a la acción de diferentes agentes externos.

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales como los construidos por el hombre, han sido objeto de estudio, especialmente en el ámbito de la ingeniería civil. La mayoría de los esfuerzos se han centrado en el análisis de estabilidad, tanto a corto como a largo plazo, entendiéndose dicha estabilidad desde varios puntos de vista: roturas globales en las que se ve involucrado todo el talud, roturas profundas a través del talud, deslizamientos superficiales, etc.

En el caso concreto de taludes en suelos, ámbito de esta Tesis, aun cuando el dimensionamiento frente a rotura se haya realizado para un coeficiente de seguridad adecuado, pueden presentarse problemas relacionados con inestabilidades en zonas superficiales del talud, pero que no afectan a su totalidad. Dichas inestabilidades superficiales pueden ser debidas a diferentes razones como la degradación superficial por agentes atmosféricos, erosión superficial por el agua, infiltración debido al agua de lluvia, afloramiento de filtraciones, etc.

La prevención y corrección de este tipo de inestabilidades se realiza en la actualidad mediante sistemas que van desde la revegetación, hasta sistemas flexibles anclados al talud, presentando estos últimos no sólo una componente de prevención, sino también de refuerzo.

El tema de inestabilidades superficiales de taludes en suelos es muy amplio y con múltiples aspectos a considerar. De ellos, en esta Tesis se presta atención a tres aspectos generales relacionados con:

- iv) análisis de la estabilidad superficial
- v) fenómenos de degradación del terreno
- vi) sistemas de protección y refuerzo frente a inestabilidades superficiales

Objeto de la investigación

Hasta ahora, la mayoría de los análisis de estabilidad superficial de taludes se han realizado mediante métodos de equilibrio límite, no siendo usual encontrar análisis numéricos relacionados con el tema. Ello queda patente en el Capítulo 1 referente al estado del conocimiento.

Sin embargo, el gran desarrollo existente en la actualidad con respecto a los análisis numéricos, hace interesante plantear la posibilidad de este tipo de análisis para el problema de inestabilidad superficial de taludes en suelos, siendo éste uno de los objetivos de la presente investigación. Dicha inestabilidad se plantea en la investigación como una degradación de las propiedades resistentes del suelo.

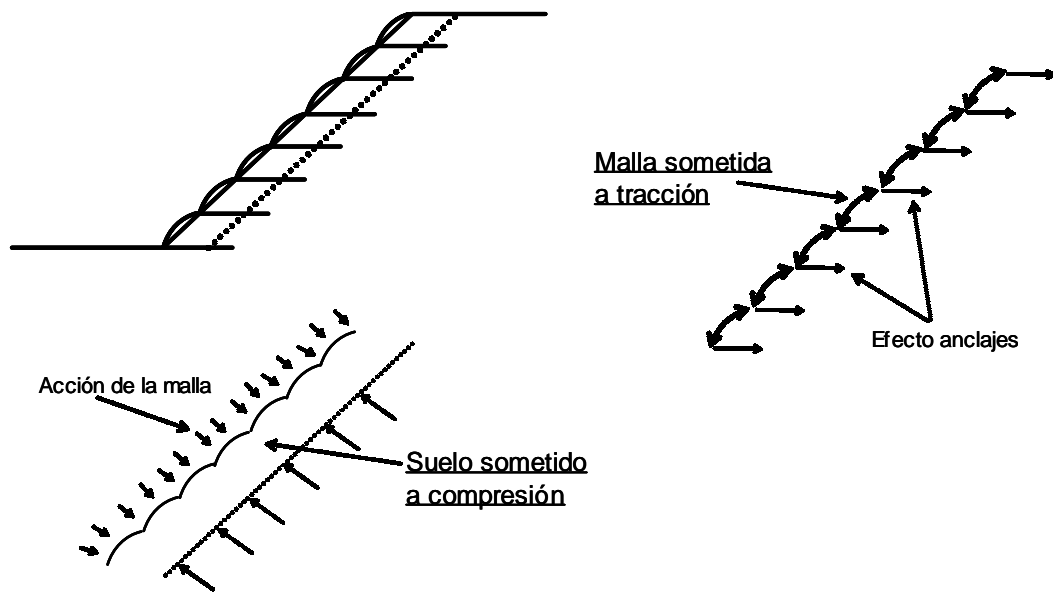
Más en concreto, el objetivo que se plantea es el establecer una formulación de la degradación del terreno, implementarla en un programa de elementos finitos, y emplearla para el análisis numérico de inestabilidades superficiales de taludes debidas de degradación.

Por otro lado, sobre los sistemas de refuerzo para evitar deslizamientos superficiales, se ha comenzado a emplear recientemente en suelos, tal y como se pone de manifiesto en el Capítulo 1, un sistema consistente en la colocación de mallas de alambre de acero de alta resistencia, ancladas al talud, y cuya misión principal es la de contención del terreno que tiende a deslizar.

El funcionamiento de estos sistemas se basa en la presión que las mallas son capaces de transmitir a la superficie del talud cuando se deforman adquiriendo cierta curvatura y entrando en estado de tracción. Como resultado, el terreno se encuentra sometido a unas compresiones en superficie, mientras la malla se encuentra en estado de tracción (ver figura adjunta).

El propósito de estos sistemas, no es por tanto favorecer la estabilidad global del talud como puede ser el objetivo de sistemas como el soil-nailing u otros, sino favorecer la estabilidad de su zona superficial.

Del Capítulo 1 sobre el estado del conocimiento se concluye que el desarrollo práctico de estos sistemas de refuerzo ha ido por delante del teórico, por lo que en la investigación que se presenta se plantea como objetivo el analizar su comportamiento,



Estados producidos en el suelo y en la malla de refuerzo

tanto desde el punto de vista de sus características y comportamiento mecánico, como con respecto a su interacción con el terreno.

Se trata por tanto en la investigación, de responder a cuestiones como:

- i) influencia en la estabilidad del talud de la presión transmitida por la malla de refuerzo a su superficie
- ii) características y comportamiento mecánico de la malla de refuerzo
- iii) cómo es la interacción entre el talud y el refuerzo
- iv) cómo se puede tener en cuenta, y formular, el efecto de la degradación superficial de un talud en un análisis numérico

Con ello, el objetivo final que se pretende no es llegar a establecer un sistema de dimensionamiento minucioso de taludes sometidos a degradación en su superficie y reforzados con mallas ancladas, sino tratar de conocer y definir unas pautas sobre la forma de trabajo de estos sistemas, y de establecer un desarrollo teórico de sus mecanismos de funcionamiento, considerando como acción externa principal el efecto de la degradación del terreno en superficie. El intentar llegar a definir el dimensionamiento de estos sistemas mediante los análisis que se plantean en esta Tesis, se encuentra fuera de los objetivos marcados dado el gran número de variables

que forman parte del problema (inclinación del talud, altura de talud, espesor de la zona superficial inestable, cohesión, ángulo de rozamiento interno, inclinación de los anclajes, separación entre anclajes, etc.).

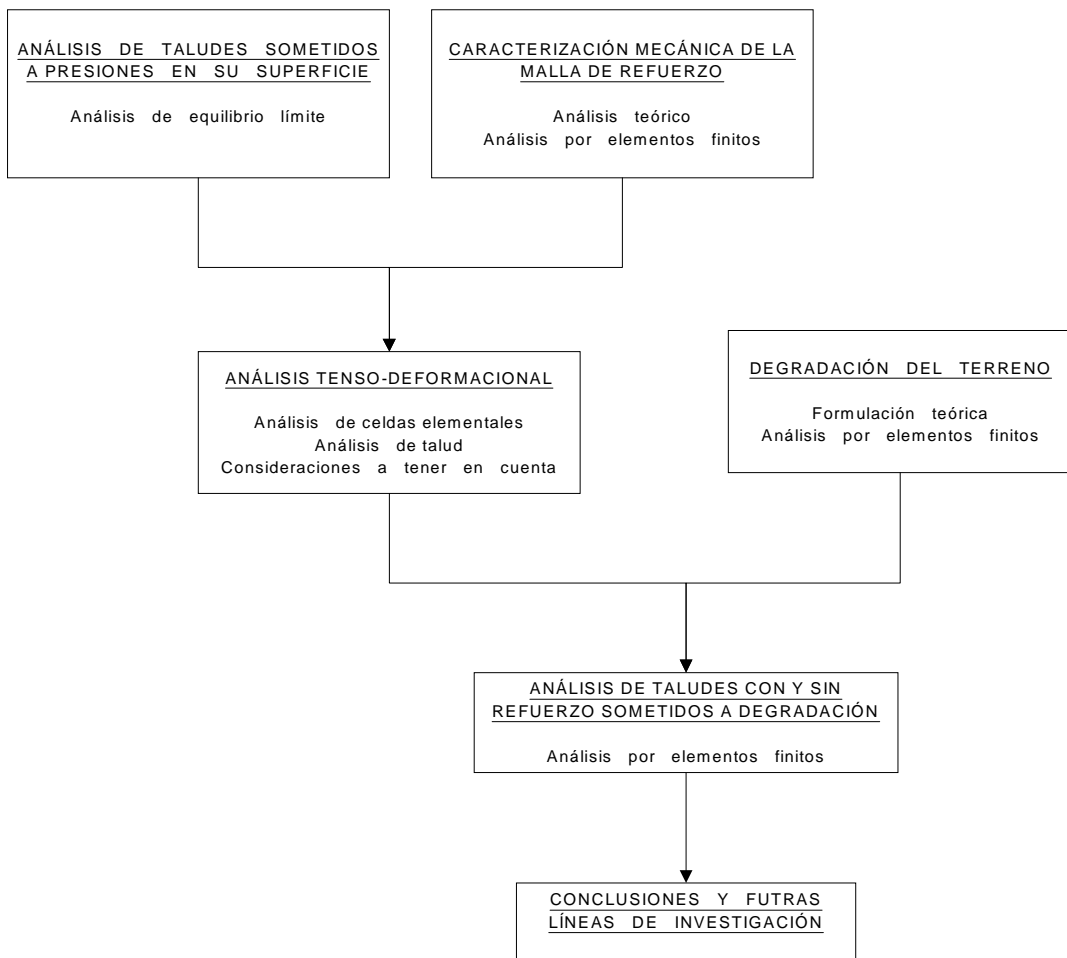
Estructura de la Tesis Doctoral

Para conseguir los objetivos planteados, la Tesis recoge:

- En el Capítulo 1, el Estado del Conocimiento en relación con las inestabilidades superficiales de taludes en suelo, los métodos de cálculo empleados para su análisis, las distintas formas de corrección de inestabilidades superficiales, y la forma de tratamiento de la degradación del terreno existentes en la literatura actual.
- En el Capítulo 2, el análisis mediante el método de equilibrio límite de taludes en suelo sometidos a presiones en su superficie. En definitiva se trata de conocer el comportamiento del talud con respecto a las acciones que va a soportar debido a la presencia del refuerzo.
- En el Capítulo 3, la caracterización mecánica de la malla de refuerzo en cuanto a su comportamiento tenso-deformacional, así como sus formas de trabajo.
- En el Capítulo 4, el análisis tenso-deformacional de una serie de celdas elementales definidas como parte del talud, con el fin de establecer algunos criterios sobre el comportamiento conjunto del suelo y el refuerzo. Además se presentan algunos casos sencillos de análisis de talud.
- En el Capítulo 5, el efecto de la degradación del terreno como principal acción externa a tener en cuenta, causante de la aparición de la inestabilidad superficial. Se plantea una formulación teórica para representar dicha degradación y se introduce en un programa de elementos finitos. Dicha formulación se verifica mediante su aplicación al caso de una cimentación superficial. Por último, se presenta el análisis de taludes sin y con refuerzo, sometidos a la acción de la degradación en su superficie.

- Finalmente se establecen las principales conclusiones que se derivan de esta Tesis Doctoral, recogiendo así mismo, las futuras líneas de investigación que surgen de los estudios realizados.

A continuación se presenta un esquema de la metodología seguida en la Tesis Doctoral, para desarrollar todos los aspectos anteriores.



Esquema de la metodología de la Tesis Doctoral

ÍNDICE

PRESENTACIÓN DE LA TESIS

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1.1.	INTRODUCCIÓN	1-1
1.2.	INESTABILIDADES SUPERFICIALES DE TALUDES EN SUELO	1-3
1.3.	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES QUE PRESENTAN UNA CAPA SUPERFICIAL DE SUELO DÉBIL	1-6
1.3.1.	Métodos de equilibrio límite	1-7
1.3.2.	Método del talud indefinido	1-11
1.3.3.	Método de elementos finitos. Técnica de reducción de la resistencia del suelo.	1-19
1.4.	DEGRADACIÓN DEL TERRENO EN ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS	1-26
1.5.	SISTEMAS DE PROTECCIÓN Y REFUERZO FRENTE A INESTABILIDADES SUPERFICIALES DE TALUDES EN SUELOS	1-32
1.5.1.	Sistemas de protección. Vegetación	1-32
1.5.2.	Sistemas de estabilización o refuerzo	1-48

CAPÍTULO 2. TALUDES SOMETIDOS A PRESIONES EN SUPERFICIE. ANÁLISIS MEDIANTE EQUILIBRIO LÍMITE

2.1.	INTRODUCCIÓN	2-1
2.2.	ANÁLISIS COMO TALUD INDEFINIDO	2-3
2.2.1.	Talud seco	2-5
2.2.2.	Talud sumergido	2-6
2.2.3.	Talud con filtración cuyas líneas de corriente forman un ángulo α con la horizontal	2-7
2.3.	REDUCCIÓN POR ALTURA FINITA	2-12
2.3.1.	Reducción por altura	2-17
2.3.2.	Reducción por cohesión	2-18

2.3.3. Proceso de obtención de la presión requerida en taludes de altura finita	2-20
2.4. CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS	2-22

CAPÍTULO 3. MALLA DE REFUERZO. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA Y FORMAS DE TRABAJO

3.1. INTRODUCCIÓN	3-1
3.2. DESCRIPCIÓN DE LA MALLA	3-3
3.3. COMPORTAMIENTO TENSIÓN – DEFORMACIÓN DE UNA MALLA DE ALAMBRES DE ACERO EN SU PLANO. ANISOTROPIA	3-4
3.3.1. Planteamiento teórico para la obtención de la rigidez de mallas de alambre de acero en estado de confinamiento lateral	3-6
3.3.2. Ensayos de laboratorio de tracción confinada sobre la malla TECCO G65	3-11
3.3.3. Aplicación del planteamiento teórico a la malla TECCO G-65	3-14
3.3.4. Malla como material continuo anisótropo	3-18
3.4. COMPORTAMIENTO DE LA MALLA COMO MEMBRANA	3-29
3.4.1. Formas de colocación del refuerzo	3-29
3.4.2. Modelos presión-curvatura	3-32
3.4.3. Ensayos de carga distribuida sobre la malla TECCO-G65	3-37

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL

4.1. INTRODUCCIÓN. PROGRAMAS EMPLEADOS	4-1
4.2. MODELIZACIÓN DE ELEMENTOS	4-2
4.2.1. Suelo	4-2
4.2.2. Malla de refuerzo	4-3
4.2.3. Anclajes	4-6
4.2.4. Grandes desplazamientos	4-7
4.3. ANÁLISIS DE CELDAS ELEMENTALES	4-9
4.3.1. Definición de las celdas utilizadas	4-10
4.3.2. Efecto del pretensado de los anclajes	4-12
4.3.3. Efecto de la pérdida de estabilidad superficial. Desplazamientos laterales impuestos	4-24
4.3.4. Efecto conjunto del pretensado de anclajes e inestabilidad superficial	4-31

4.3.5. Malla de refuerzo sometida a presiones en superficie	4-33
4.3.6. Efecto de la dilatancia del suelo	4-35
4.3.7. Reproducción del ensayo de carga distribuida sobre la malla de refuerzo	4-39
4.4. ANÁLISIS DE TALUD	4-48
4.4.1. Talud sometido a presiones en su superficie. Comparación con los resultados de equilibrio límite	4-48
4.4.2. Ejemplo de construcción de un terraplén	4-54
4.5. PROBLEMÁTICA Y NECESIDADES	4-60

CAPÍTULO 5. DEGRADACIÓN DE LA SUPERFICIE DE UN TALUD. FORMULACIÓN EN EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

5.1. INTRODUCCIÓN	5-1
5.2. FORMULACIÓN DE LA DEGRADACIÓN DEL TERRENO	5-3
5.2.1. Ley incremental tensión-deformación en materiales rigidizables y plásticos perfectos	5-3
5.2.2. Ley incremental tensión-deformación en materiales con degradación	5-7
5.3. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS OXFEM. ADAPTACIONES PREVIAS NECESARIAS	5-10
5.3.1. Consideraciones sobre análisis en grandes desplazamientos	5-10
5.3.2. Descripción del programa	5-12
5.3.3. Adaptaciones previas del programa. Criterio de plastificación de Matsuoka-Nakai con componentes friccional y cohesiva	5-15
5.4. IMPLEMENTACIÓN DEL CRITERIO DE PLASTIFICACIÓN DE MATSUOKA-NAKAI GENERALIZADO	5-17
5.4.1. Criterio de plastificación de Matsuoka-Nakai	5-17
5.4.2. Generalización a materiales con cohesión y rozamiento	5-21
5.4.3. Cálculo de la matriz de rigidez	5-23
5.4.4. Corrección de tensiones a la superficie de plastificación	5-25
5.4.5. Verificación del modelo Matsuoka-Nakai generalizado en el programa OXFEM	5-27
5.4.6. Consideraciones a tener en cuenta	5-32
5.5. INTRODUCCIÓN DE LA FORMULACIÓN DE DEGRADACIÓN	5-36
5.5.1. Definición del frente de avance de degradación	5-36
5.5.2. Posición relativa de los puntos de Gauss con respecto a la nueva superficie de plastificación correspondiente a la degradación	5-46
5.5.3. Formulación de la degradación	5-49

5.6.	VERIFICACIÓN DE LA FORMULACIÓN. EJEMPLO DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	5-51
5.7.	DEGRADACIÓN EN TALUDES SIN Y CON REFUERZO	5-68
5.7.1.	Modelización en el programa OXFEM del terreno, la malla de refuerzo, y los anclajes	5-68
5.7.2.	Geometría del talud analizado	5-75
5.7.3.	Definición de la degradación considerada en el talud	5-76
5.7.4.	Fases de cálculo	5-78
5.7.5.	Discretización de elementos finitos	5-80
5.7.6.	Análisis realizados y resultados obtenidos	5-81
5.8.	CONSIDERACIONES FINALES	5-124

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

NOTACIÓN

LISTADO DE FIGURAS

LISTADO DE TABLAS

BIBLIOGRAFÍA

APÉNDICE A. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MEDIANTE EQUILIBRIO LÍMITE DE TALUDES SOMETIDOS A PRESIONES EN SU SUPERFICIE

A.1	GRÁFICOS PARA LA OBTENCIÓN DEL VALOR DE LA PRESIÓN SOBRE UN TALUD PARA GARANTIZAR UN CIERTO COEFICIENTE DE SEGURIDAD. CASO DE TALUD INDEFINIDO	A-1
A.2	EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DEL VALOR DE LA PRESIÓN NECESARIA SOBRE UN TALUD PARA GARANTIZAR UN CIERTO COEFICIENTE DE SEGURIDAD. CASO DE TALUD DE ALTURA FINITA	A-10

A.3	GRÁFICOS PARA LA OBTENCIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR ALTURA FINITA DE TALUD	A-17
A.4	GRÁFICOS PARA LA OBTENCIÓN DE LA REDUCCIÓN DE ALTURA DE UN TALUD DEBIDO A LA COHESIÓN	A-20

APÉNDICE B. RESULTADOS DE APLICACIÓN DE LOS MODELOS PRESIÓN-CURVATURA A LOS ENSAYOS DE CARGA DISTRIBUIDA SOBRE LA MALLA

B.1.	DEFORMADA DE LA MALLA TECCO G-65 SOMETIDA A CARGA UNIFORME EN SU SUPERFICIE	B-1
------	---	-----

APÉNDICE C. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS CELDAS ELEMENTALES

C.1.	INTRODUCCIÓN	C-1
C.2.	EFFECTO DEL PRETENSADO DE LOS ANCLAJES. RESULTADOS DEL PROGRAMA CRISP90	C-2
C.3.	EFFECTO DEL PRETENSADO DE LOS ANCLAJES. RESULTADOS DEL PROGRAMA PLAXIS	C-7
C.4.	EFFECTO DE LA INESTABILIDAD SUPERFICIAL. RESULTADOS DEL PROGRAMA PLAXIS	C-12
C.5.	EFFECTO CONJUNTO DEL PRETENSADO DE ANCLAJES E INESTABILIDAD SUPERFICIAL. RESULTADOS DEL PROGRAMA PLAXIS	C-17
C.6.	MALLA DE REFUERZO SOMETIDA A PRESIONES EN SUPERFICIE	C-19
C.7.	EFFECTO DE LA DILATANCIA DEL SUELO	C-20
C.8.	RESULTADOS DE LA REPRODUCCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA DISTRIBUIDA	C-22

APÉNDICE D. DIAGRAMAS DE FLUJO DEL PROGRAMA OXFEM

D.1.	DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA OXFEM	D-1
D.2.	SUBROUTINAS MODIFICADAS Y CREADAS PARA INTRODUCCIÓN DEL MODELO MATSUOKA-NAKAI GENERALIZADO EN EL PROGRAMA OXFEM	D-7
D.3.	SUBROUTINAS MODIFICADAS Y CREADAS PARA INTRODUCCIÓN DE LA FORMULACIÓN DE LA DEGRADACIÓN EN EL PROGRAMA OXFEM	D-11

APÉNDICE E. RESULTADOS DE CARGA DE HUNDIMIENTO. MODELO MATSUOKA-NAKAI GENERALIZADO

E.1. RESULTADOS	E-1
-----------------	-----

APÉNDICE F. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE DEGRADACIÓN EN UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

F.1. INTRODUCCIÓN	F-1
F.2. RESULTADOS CORRESPONDIENTES AL CASO $\phi = 0^\circ$	F-2
F.3. RESULTADOS CORRESPONDIENTES AL CASO $\phi = 15^\circ$	F-4

APÉNDICE G. CÓDIGO DE LAS SUBRUTINAS DESARROLLADAS

G.1. CÓDIGO DE LA SUBROUTINA PARA CÁLCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ CON CRITERIO DE PLASTIFICACIÓN DE MATSUOKA-NAKAI GENERALIZADO	G-1
G.2. CÓDIGO DE LAS SUBRUTINAS RELACIONADAS CON LA DEGRADACIÓN DEL TERRENO	G-7

NOTACIÓN

$a1, a2$	vectores que define la magnitud de la zona degradada
AF	separación entre los dos frentes de degradación
b	dimensión de la diagonal menor de los rombos que define la malla de refuerzo
B	semiancho de zapata
$[B]$	matriz que relaciona deformaciones con desplazamientos nodales
c	cohesión
c_{ps}	cohesión en condiciones de deformación plana
c^*	cohesión minorada por el coeficiente de seguridad
c_0	cohesión inicial en un problema de degradación
c_F	cohesión mínima tras una fase de degradación
d	espesor de la capa de suelo inestable
$d1$	avance del primer frente de degradación
$d2$	avance del segundo frente de degradación
$[D^e]$	matriz de rigidez elástica
$[D^{ep}]$	matriz de rigidez elasto-plástica
E	módulo de elasticidad
E^*	módulo de elasticidad multiplicado por el espesor
E_c	módulo de elasticidad confinado
$f(\sigma)$	función de plastificación
F	coeficiente de seguridad
F_0	coeficiente de seguridad deseado
F_a	coeficiente correspondiente a la máxima degradación
F_b	coeficiente de degradación de valor unidad
F_d	coeficiente de degradación
F_p	fuerza de pretensado de los anclajes
$[F]$	vector de fuerzas nodales
$g(\sigma)$	función potencial plástico
G	módulo de rigidez transversal
G^*	módulo de rigidez transversal multiplicado por el espesor
h	dimensión de la diagonal mayor de los rombos que define la malla de refuerzo
h_t	espesor de tongada en la construcción de un terraplén

H	altura de talud
H_c	altura de talud corregida por efecto de la cohesión
i	inclinación de talud
I_1, I_2, I_3	invariantes de tensiones
$[J]$	matriz Jacobiana
$J'_1 J'_2 J'_3$	invariantes de tensiones desviadoras
$[K]$	matriz de rigidez
n	relación entre el módulo de elasticidad en la dirección y y en la dirección x
N_c	coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
N_q	coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
N_γ	coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
N'	fuerza normal efectiva
p	presión normal en la interacción entre terreno y malla de refuerzo
p_h	carga de hundimiento de una zapata
P_i	puntos para definición de la zona degradada
Q	carga aplicada en el ensayo de carga distribuida sobre la malla de refuerzo
r	radio del alambre que constituye la malla de refuerzo
r^2	coeficiente de correlación
R	coeficiente de reducción por altura del talud
s	separación entre anclajes
t	presión tangencial en la interacción entre terreno y malla de refuerzo
T	fuerza tangencial
u	presión intersticial
U	fuerza debida a las presiones intersticiales
\vec{v}	vector que define la dirección para la corrección de tensiones
α	ángulo de las líneas de corriente con la horizontal
β	inclinación del talud
δ	ángulo que relaciona la presión normal y tangencial en la interacción entre terreno y malla de refuerzo
$[\delta]$	vector de desplazamientos nodales
δ_{cl}	flecha en el centro luz de una membrana con deformación semicilíndrica
δ_m	flecha en el centro de una membrana con deformación esférica

ε^e	deformaciones elásticas
ε^p	deformaciones plásticas
ϕ	ángulo de rozamiento interno
ϕ_{ps}	ángulo de rozamiento interno en condiciones de deformación plana
ϕ^*	ángulo de rozamiento interno minorado por el coeficiente de seguridad
γ	peso específico del terreno
γ_a	grado de asociación
γ_{sum}	peso específico sumergido del terreno
γ_w	peso específico del agua
η_k	parámetros resistentes de un modelo de comportamiento
λ	ángulo de salida de una cuña que desliza
μ	coeficiente de Poisson
μ^+	coeficiente relacionado con la dilatación
μ^*	coeficiente relacionado con el ángulo de rozamiento interno
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensiones principales de Cauchy
σ^*	tensión normal multiplicada por el espesor
σ'	tensión normal efectiva
$d\sigma^d$	incremento de tensiones debidas a la degradación
σ'_d	tensión normal efectiva sobre un plano de deslizamiento
τ	tensión tangencial
ξ	inclinación de anclajes respecto a la horizontal
ψ	ángulo de dilatación

LISTADO DE FIGURAS

- Figura 1.1. Estados que se producen en la malla anclada y en el terreno (Koerner y Robins, 1986)
- Figura 1.2. Inestabilidades superficiales en taludes (Barker, 1986)
- Figura 1.3. Geometría de rebanadas en el análisis de estabilidad superficial de un talud
- Figura 1.4. Masa de deslizamiento en tres dimensiones (Chen y Chameau, 1982)
- Figura 1.5. Geometría de fajas cilíndricas con extremos curvos en tres dimensiones (Gens et al., 1988)
- Figura 1.6. Análisis de un talud infinito (Lambe y Whitman, 1972)
- Figura 1.7. Planteamiento del equilibrio en el análisis de talud infinito (Lambe y Whitman, 1972)
- Figura 1.8. Planteamiento del equilibrio en el análisis de talud infinito sumergido (Lambe y Whitman, 1972)
- Figura 1.9. Talud infinito con filtración (Jiménez Salas et al., 1981)
- Figura 1.10. Terraplén. Desplazamientos resultantes de la reducción de la cohesión (Zienkiewicz et al., 1975)
- Figura 1.11. Desmonte. Desplazamientos resultantes de la reducción de la cohesión (Zienkiewicz et al., 1975)
- Figura 1.12. Resultado del coeficiente de seguridad mediante técnica de reducción de la resistencia (Rachez et al., 2002)
- Figura 1.13. Técnica de reducción de resistencia del terreno. Fuerzas en desequilibrio a medida que el factor de seguridad de prueba aumenta en pequeños escalones (Dawson et al., 1999)
- Figura 1.14. Obtención del coeficiente de seguridad con la técnica de reducción de la resistencia del terreno (Griffiths y Lane, 1999)

- Figura 1.15. a) Evolución de la superficie de plastificación con la degradación. b) Evolución de las variables de rigidización con la degradación (Castellanza et al. 2002)
- Figura 1.16. Discretización en elementos finitos para el análisis de una cimentación en roca blanda sometida a degradación (Castellanza et al., 2002)
- Figura 1.17. Perfiles de X_d para distintos tiempos de degradación (Castellanza et al, 2002)
- Figura 1.18. Desplazamiento vertical del punto A en función del tiempo normalizado durante la fase de degradación química (Castellanza et al., 2002)
- Figura 1.19. Disminución del contenido de humedad debido a la acción de las plantas en suelos arcillosos (Felt, 1953)
- Figura 1.20. Succión del suelo en función de la precipitación (Gray, 1978)
- Figura 1.21. Gráfico para estimación del coeficiente K (Goldman et al, 1986)
- Figura 1.22. Incremento de la resistencia a cortante resultante del refuerzo de varios suelos con fibras y raíces (Gray, 1978)
- Figura 1.23. Fuerzas sobre un elemento de talud infinito con vegetación (Bache y MacAskill, 1984)
- Figura 1.24. Características mecánicas del geotextil en función de la dirección (Novais-Ferreira y Quaresma, 1986)
- Figura 1.25. Diagrama de resistencias mecánicas para geotextiles tejidos y no tejidos (Leclerq y Prudon, 1986)
- Figura 1.26. Diagrama de resistencias mecánicas de un geotextil no tejido y otro tejido (Leclerq y Prudon, 1986)
- Figura 1.27. Esquema de funcionamiento de las mallas (Torres, J.A., 1997)
-
- Figura 2.1. Mecanismo de inestabilidad del talud
- Figura 2.2. Esquema talud indefinido
- Figura 2.3. Equilibrio de fuerzas. Talud indefinido seco

- Figura 2.4. Equilibrio de fuerzas. Talud indefinido con filtración
- Figura 2.5. Gráfico para obtención de la presión necesaria sobre un talud seco para un cierto coeficiente de seguridad F
- Figura 2.6. Hoja de cálculo para la obtención de la presión necesaria sobre la superficie de un talud para un cierto coeficiente de seguridad F
- Figura 2.7. Esquema de deslizamiento de cuñas en el talud
- Figura 2.8. Esquema de bloques A y B
- Figura 2.9. Fuerzas actuantes en los bloques A y B
- Figura 2.10. Factor de reducción por altura de talud par el caso $c = 0$
- Figura 2.11. Reducción de altura de talud por cohesión. Talud seco
-
- Figura 3.1. Distribución de presiones en las cercanías del anclaje
- Figura 3.2. Esquema de la malla de alambres
- Figura 3.3. Malla de alambres de acero simple torsión
- Figura 3.4. Caracterización de la malla de refuerzo
- Figura 3.5. Elemento de la malla de refuerzo
- Figura 3.6. Elementos de la malla estudiados para obtención de su rigidez
- Figura 3.7. Análisis del alambre con geometría recta
- Figura 3.8. Resultados de los ensayos de laboratorio de tracción directa sobre la malla TECCO G-65 según dirección OX (Castro, 2000)
- Figura 3.9. Resultados de los ensayos de laboratorio de tracción directa sobre la malla TECCO G-65 según dirección OY (Castro, 2000)
- Figura 3.10. Módulos de elasticidad secante y tangente
- Figura 3.11. Rigidez de los elementos a) y b) bajo comportamiento elástico con geometría curva
- Figura 3.12. Módulos tangentes
- Figura 3.13. Módulos secantes

- Figura 3.14. Esquemas de las tres formas de colocación del refuerzo
- Figura 3.15. Membrana sometida a presión en su superficie. Deformada cilíndrica
- Figura 3.16. Membrana sometida a presiones en su superficie. Deformada esférica
- Figura 3.17. Vista del ensayo de carga distribuida sobre la malla TECCO G-65 (Castro, 2000)
- Figura 3.18. Condiciones de contorno y puntos de medida en el ensayo de carga distribuida sobre la malla TECCO G-65
- Figura 3.19. Deformada de la malla TECCO G-65 para diferentes valores de carga aplicada sobre su superficie (Castro, 2000)
- Figura 3.20. Relación entre la carga Q y el desplazamiento en el centro de la malla TECCO G-65 en el ensayo de carga distribuida (Castro, 2000)
- Figura 3.21. Ajuste de la deformada de la malla
- Figura 3.22. Deformada de la malla de refuerzo según teoría. Comparación con resultados de ensayo de laboratorio
- Figura 3.23. Relación Q - δ según teoría. Comparación con los resultados de ensayos de laboratorio
- Figura 3.24. Ley teórica carga-axil en la malla de refuerzo
-
- Figura 4.1. Rigidez de la malla TECCO G-65 según análisis con elementos finitos y según resultados de ensayos de laboratorio
- Figura 4.2. Celdas elementales
- Figura 4.3. Celda elemental para análisis del efecto del pretensado de los anclajes
- Figura 4.4. Celda elemental para simulación de la inestabilidad superficial
- Figura 4.5. Celda elemental para análisis de la malla de refuerzo con suelo en su superficie
- Figura 4.6. Celda elemental para análisis del pretensado de los anclajes (CRISP90)
- Figura 4.7. Discretización de elementos finitos para análisis de efecto del pretensado de anclajes (CRISP90)

- Figura 4.8. Deformada de la malla en función del módulo de elasticidad del suelo (CRISP90)
- Figura 4.9. Fuerza axil en la malla (CRISP90)
- Figura 4.10. Discretización de elementos finitos para el análisis del efecto de pretensado de los anclajes (PLAXIS)
- Figura 4.11. Deformada de la malla en función del módulo de elasticidad del suelo (PLAXIS)
- Figura 4.12. Fuerza axil en la malla (PLAXIS)
- Figura 4.13. Tensiones tangenciales y normales en una sección del suelo bajo la malla (PLAXIS)
- Figura 4.14. Puntos plastificados en la celda elemental (PLAXIS)
- Figura 4.15. Discretización menos densa de elementos finitos para el análisis del efecto de pretensado de los anclajes (PLAXIS)
- Figura 4.16. Influencia de la discretización de elementos finitos en los resultados de la fuerza axil en la malla (PLAXIS)
- Figura 4.17. Discretización de elementos finitos para análisis de la inestabilidad superficial (CRISP90)
- Figura 4.18. Evolución de la longitud de la superficie libre de la celda
- Figura 4.19. Discretización de elementos finitos para el análisis de desplazamiento lateral impuesto (PLAXIS)
- Figura 4.20. Influencia del ángulo de rozamiento interno en la deformada de la malla (PLAXIS)
- Figura 4.21. Fuerza axil en la malla (PLAXIS)
- Figura 4.22. Discretización de elementos finitos para el estudio del efecto conjunto de pretensado e inestabilidad superficial (PLAXIS)
- Figura 4.23. Resultados del análisis conjunto pretensado e inestabilidad superficial
- Figura 4.24. Discretización de elementos finitos para estudio de la malla sometida a presiones en superficie (CRISP90)

- Figura 4.25. Deformada de la malla de refuerzo sometida a presión en su superficie
- Figura 4.26. Discretización de elementos finitos para el análisis del efecto de la dilatación en el caso de no existir refuerzo en la superficie
- Figura 4.27. Discretización de elementos finitos para el análisis del efecto de la dilatación. Refuerzo en la superficie
- Figura 4.28. Deformada de la malla. Efecto de la dilatación
- Figura 4.29. Fuerza axial en la malla de refuerzo. Efecto de la dilatación
- Figura 4.30. Tensiones en el suelo bajo la malla de refuerzo. Efecto de la dilatación
- Figura 4.31. Discretización de elementos finitos para el análisis de la malla de refuerzo sometida a carga uniforme en su superficie
- Figura 4.32. Relación Q_c según PLAXIS y ensayos de laboratorio
- Figura 4.33. Deformada de la malla de refuerzo según ensayos de laboratorio y resultados con PLAXIS
- Figura 4.34. Fuerza axial en la malla de refuerzo en función de la carga aplicada sobre su superficie
- Figura 4.35. Axil en la malla de refuerzo en función de la carga aplicada en su superficie
- Figura 4.36. Discretización de elementos finitos para análisis del talud sometido a presiones en su superficie
- Figura 4.37. Forma de rotura en el análisis con PLAXIS de talud con presión en superficie mediante cálculos individuales
- Figura 4.38. Forma de rotura en el análisis con PLAXIS de talud con presión en superficie mediante cambio de las propiedades del terreno en superficie
- Figura 4.39. Relación entre la presión sobre superficie del talud y cohesión para $F=1$. Resultados de equilibrio límite y PLAXIS
- Figura 4.40. Discretización de elementos finitos. Terraplén sin refuerzo
- Figura 4.41. Discretización de elementos finitos. Terraplén con refuerzo
- Figura 4.42. Rotura del terraplén sin refuerzo

Figura 4.43. Deformada del terraplén reforzado

Figura 5.1. Diagrama de flujo del programa OXFEM

Figura 5.2. Superficie de plastificación de Matsuoka-Nakai

Figura 5.3. Superficie de plastificación de Matsuoka-Nakai según un corte por un plano

Figura 5.4. Comparación entre superficies de plastificación

Figura 5.5. Discretización de elementos finitos para cálculos de carga de hundimiento

Figura 5.6. Carga de hundimiento para $\alpha = 0$

Figura 5.7. Carga de hundimiento (c, α)

Figura 5.8. Carga de hundimiento (c, α , β)

Figura 5.9. Carga de hundimiento (α , β , c)

Figura 5.10. Corte por un plano de superficies de plastificación de Matsuoka-Nakai con distinto valor de α

Figura 5.11. Esquema de cálculo de paso de comportamiento elástico a plástico

Figura 5.12. Esquema de frentes de degradación

Figura 5.13. Definición del primer frente de degradación

Figura 5.14. Definición de los frentes de degradación

Figura 5.15. Definición de los coeficientes de degradación F_d

Figura 5.16. Definición de los coeficientes F_d en la zona en proceso de degradación

Figura 5.17. Definición de los coeficientes F_d en la zona en proceso de degradación del primer frente de avance

Figura 5.18. Posiciones posibles de un punto de Gauss con respecto a la superficie de plastificación antes y después de un escalón de degradación

Figura 5.19. Discretización de elementos finitos para verificación de la formulación de degradación

- Figura 5.20. Distribución de fuerzas en nodos bajo zapata para obtener una tensión uniforme
- Figura 5.21. Posición de los frentes de degradación al final del cálculo (caso $\alpha = 0^\circ$)
- Figura 5.22. Resultados de degradación en el caso de una cimentación superficial
- Figura 5.23. Resultados de degradación en el caso de una cimentación superficial (ampliación)
- Figura 5.24. Resultados de degradación en el caso de una cimentación superficial. Situación al final de la degradación
- Figura 5.25. Avance del primer frente de degradación durante el cálculo
- Figura 5.26. Avance del segundo frente de degradación durante el cálculo
- Figura 5.27. Variación del asiento final bajo la zapata con el grado de degradación
- Figura 5.28. Puntos plastificados al final de la degradación
- Figura 5.29. Trayectoria de tensiones en el plano de Lambe para tres puntos de Gauss durante la degradación
- Figura 5.30. Trayectoria de tensiones en el plano de Lambe para tres puntos de Gauss durante la degradación (ampliación)
- Figura 5.31. Trayectoria de tensiones en el plano de Lambe de un punto de Gauss durante la degradación
- Figura 5.32. Posición de los frentes de degradación al final del cálculo (caso $\alpha = 15^\circ$)
- Figura 5.33. Rigidez de la malla de refuerzo en el programa OXFEM
- Figura 5.34. Modelización del refuerzo del talud
- Figura 5.35. Configuración del Refuerzo 1
- Figura 5.36. Configuración del Refuerzo 2
- Figura 5.37. Configuración del Refuerzo 3
- Figura 5.38. Configuración del Refuerzo 4
- Figura 5.39. Configuración del Refuerzo 5
- Figura 5.40. Geometría de talud para análisis de degradación

- Figura 5.41. Definición de los frentes de degradación en el análisis del talud
- Figura 5.42. Geometría del talud al comienzo del análisis
- Figura 5.43. Discretización de elementos finitos para el análisis de talud
- Figura 5.44. Situación del nodo A en el paramento del talud
- Figura 5.45. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO I)
- Figura 5.46. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO I)
- Figura 5.47. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IIa)
- Figura 5.48. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IIa)
- Figura 5.49. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO IIa)
- Figura 5.50. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IIb)
- Figura 5.51. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IIb)
- Figura 5.52. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO IIb)
- Figura 5.53. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IIc)
- Figura 5.54. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IIc)
- Figura 5.55. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO IIc)
- Figura 5.56. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IId)
- Figura 5.57. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IId)
- Figura 5.58. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO IId)

- Figura 5.59. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IIe)
- Figura 5.60. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IIe)
- Figura 5.61. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO IIe)
- Figura 5.62. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento (CASO III)
- Figura 5.63. Fuerza axil en la malla (CASO III)
- Figura 5.64. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante fase de desplazamiento horizontal impuesto (CASO IV)
- Figura 5.65. Fuerza axil en la malla durante fase de desplazamiento horizontal impuesto (CASO IV)
- Figura 5.66. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante fase de degradación (CASO IV)
- Figura 5.67. Fuerza axil en la malla durante fase de degradación (CASO IV)
- Figura 5.68. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO V)
- Figura 5.69. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO V)
- Figura 5.70. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO VI)
- Figura 5.71. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO VI)
- Figura 5.72. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO VI)
- Figura 5.73. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO VII)
- Figura 5.74. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO VII)
- Figura 5.75. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO VIII)

- Figura 5.76. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO VIII)
- Figura 5.77. Fuerza axil en la malla al final de la degradación(CASO VIII)
- Figura 5.78. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO IX)
- Figura 5.79. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO IX)
- Figura 5.80. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO Xa)
- Figura 5.81. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO Xa)
- Figura 5.82. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO Xa)
- Figura 5.83. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO Xb)
- Figura 5.84. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO Xb)
- Figura 5.85. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO Xb)
- Figura 5.86. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO Xc)
- Figura 5.87. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO Xc)
- Figura 5.88. Fuerza axil en la malla al final de la degradación (CASO Xc)
- Figura 5.89. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO Xd)
- Figura 5.90. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO Xd)
- Figura 5.91. Fuerza axil en malla al final de la degradación (CASO Xd)
- Figura 5.92. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO Xe)

- Figura 5.93. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO Xe)
- Figura 5.94. Fuerza axil en malla al final de la degradación (CASO Xe)
- Figura 5.95. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO XI)
- Figura 5.96. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO XI)
- Figura 5.97. Desplazamiento horizontal de los nodos del paramento durante la fase de degradación (CASO XII)
- Figura 5.98. Evolución del desplazamiento horizontal del nodo A del paramento durante la fase de degradación (CASO XII)
- Figura 5.99. Fuerza axil en malla al final de la degradación (CASO XII)

LISTADO DE TABLAS

- Tabla 1.1. Valores del coeficiente de longitud de taludes (Goldman et al, 1986)
- Tabla 1.2. Resistencia a tracción de raíces de árboles (Abramson, 1996. Source: Burroughs y Thomas, 1976; Gray, 1978 y Turmanina, 1965)
- Tabla 1.3. Efecto de la vegetación en el coeficiente de seguridad para un talud infinito con filtración paralela a su paramento (Bache y MacAskill, 1984)
- Tabla 1.4. Módulos de geotextiles en kN/m para un alargamiento de 100% (Leclercq y Prudon, 1986)
-
- Tabla 3.1. Resultados de los ensayos de la malla TECCO G-65 (Castro, 2000)
- Tabla 3.2. Rigideces de la malla TECCO G-65 obtenidas según el planteamiento teórico
- Tabla 3.3. Rigideces de la malla de refuerzo TECCO G-65. Comparación de resultados
- Tabla 3.4. Valores de los coeficientes de Poisson para la malla de refuerzo considerada como elemento continuo
- Tabla 3.5. Resultados de los ensayos de laboratorio de carga distribuida sobre la malla TECCO G-65 (Castro, 2000)
- Tabla 3.6. Valores del desplazamiento de la malla de refuerzo en el centro luz
-
- Tabla 4.1. Cargas consideradas en cada fase de cálculo del análisis con elementos finitos de la malla de refuerzo sometida a carga distribuida sobre su superficie
- Tabla 4.2. Relación entre presión en la superficie del talud y cohesión para $F=1$. Análisis de forma individual de cada caso con el programa PLAXIS
- Tabla 4.3. Relación entre presión en la superficie del talud y cohesión para $F=1$. Análisis mediante cambio de material en la superficie con el programa PLAXIS

- Tabla 4.4. Relación entre presión en la superficie del talud y cohesión para $F=1$. Análisis mediante equilibrio límite
- Tabla 5.1. Comparación entre parámetros de plasticidad de Mohr Coulomb y Matsuoka (Burd, 1986)
- Tabla 5.2. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento en análisis de carga hundimiento a largo plazo
- Tabla 5.3. Casos analizados de degradación en cimentaciones
- Tabla 5.4. Casos analizados de degradación en taludes. Propiedades resistentes del terreno
- Tabla 5.5. Casos analizados de degradación en taludes

BIBLIOGRAFÍA

-
- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. y Boyce, G. M., 1996. Slope Stability and Stabilization Methods. Ed. John Wiley & Sons, INC.
- Bache, D. H. y MacAskill, I. A., 1984. Vegetation in Civil and Landscape Engineering. Granada, London.
- Baligh, M. M. y Azzouz, A. S., 1975. End Effects on Stability of Cohesive Slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E.*, Vol. 101. N° GT11. Proc. Paper 11705, pp. 1105-1117.
- Barker, D. H., 1986. Enhancement of Slope Stability by Vegetation. *Ground Engineering*. N°3, pp. 11-15.
- Beikae, M., 2000. A Numerical Technique for Two-Dimensional Slope Stability Problems. *Slope Stability 2000. Proc. of Sessions of GEO-DENVER 2000. Geotechnical Special Publication N°101*. Ed. D.V. Griffiths et al. Geo-Institute of the ASCE. pp. 33-47.
- Bishop, A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique* 5, pp. 7-17.
- Britto, A. M., 1991. CRISP 90. User's and Programmers's Guide. Volume 3. Engineering Department. Cambridge University.
- Britto, A. M., y Gunn, M. J., 1990. CRISP 90. User's and Programmers's Guide. Engineering Department. Cambridge University.
- Burd, H. J., 1986. A Large Displacement Finite Element Analysis of a Reinforced Unpaved Road. Ph. D. Thesis, University of Oxford.
- Burd, H. J., 1990. Finite Element Studies of a Problem in Reinforced Soil. *Proc. Second European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. (II ENUMGE)*. Santander. Spain.
- Burd, H. J., 1995. Analysis of Membrane Action in Reinforced Unpaved Roads. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 32, pp. 946-956.
- Burd, H. J. y Brocklehurst, C. J., 1991. Parametric Studies of a Soil Reinforcement Problem using Finite Element Analysis. *Proc. of the Seventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Cairns. Australia. pp. 1783-1788.

-
- Burd, H. J. y Houlsby, G. T., 1986. A Large Strain Finite Element Formulation for One Dimensional Membrane Elements. *Computers and Geotechnics*. Vol.2, pp. 3-22.
- Burd, H. J. y Houlsby, G. T., 1989. Numerical Modelling of Reinforced Unpaved Roads. *Proc. Third International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG III)*. Niagara Falls, Ontario. Canada. pp. 699-706.
- Burd, H. J., Houlsby, G. T., y Brocklehurst, C. J., 1994. Analysis of the Use of Membranes in Oil Tank Foundations. *Third European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. (ECONMIG 94)*. Manchester. U.K. pp. 293-298.
- Castellanza, R., Nova, R. y Tamagnini, C., 2002. Weathering Induces Subsidence of a Circular Foundation. *Proc. 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. (NUMOG VIII)*. Rome, Italy. pp. 407-413.
- Castro, D., 2000. Estudio y Análisis de las Membranas Flexibles como Elemento de Soporte para la Estabilización de Taludes y Laderas de Suelos y/o materiales sueltos. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria.
- Chen, R. H. y Chameau, J. L., 1982. Three-Dimensional Limit Equilibrium Analysis of Slopes. *Géotechnique* 32, Nº. 1, pp. 31-40.
- Curso sobre Estabilidad de Taludes, 1985. CEDEX. Protección y Conservación de Taludes (Hinojosa, J. A.)
- Da Costa, A. y Sagaseta C., 2000. Análisis de la Inestabilidad Superficial de un Talud en Suelo Sometido a Presiones Normal y Tangencial en su Superficie. *Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*. Barcelona, pp. 65-70.
- Da Costa, A. y Sagaseta, C., 2001. Algunos Aspectos del Comportamiento de Taludes en Suelos Reforzados con Mallas Ancladas. *V Simposio sobre Taludes y Laderas Inestables*. Madrid. pp. 1029-1040.
- Da Costa, A. y Sagaseta, C., 2002. Analysis of Soil Slopes with Nailed Steel Wire Meshes. *Proc. 5th European conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, (NUMGE 2002)*. Paris, pp. 757-764.
- Da Costa, A., 2000. Corrección de Inestabilidades Superficiales de Taludes en Suelos. Trabajo de Investigación. Dpto. de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria.

- Da Costa, A., 2001. Interaction between Soil and Nailed Steel Wire Meshes in Slopes with Shallow Instabilities. *Proc. XIV European Young Geotechnical Engineer's Conference (XIV EYGEC'01)*. Bulgaria. pp. 373-380.
- Dawson, E. M., Roth, W. H. y Drescher, A., 1999. Slope Stability Analysis by Strength Reduction. *Géotechnique* 49, N° 6, pp. 835-840.
- Donald, I. B. y Giam, S. K., 1988. Application of the Nodal Displacement Method to Slope Stability Analysis. *Proc. 5th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*. Sidney, Australia, pp. 456-460.
- Duncan, J. M., 1996. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *J. Geotech. Engr. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 122, N° 7, pp. 577-596.
- Duncan, J. M. y Dunlop, P., 1969. Slopes in Stiff Fissured Clays and Soils. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE* 95, SM5, pp. 467-492.
- Duncan, J. M. y Wright, S. G., 1980. The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis. *Engineering Geology*, 16, pp. 5-17.
- Farzaneh, O. y Askari, F., 2003. Three-Dimensional Analysis of Nonhomogeneous Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 129, N° 2. pp. 137-145.
- Felt, J. E., 1953. Influence of Vegetation on Soil Moisture Contents and Resulting Soil Volume Changes. *Proc. 1, 3rd International Cong. Soil Mechanics and Foundations. Engineering*. Zurich.
- Gens, A., Hutchinson, J. N. y Cavounidis, S., 1988. Three-Dimensional Analysis of Slides in Cohesive Soils. *Géotechnique* 38, N° 1. pp. 1-23.
- Gibson, R. E., 1974. The Analytical Method in Soil Mechanics. *Géotechnique*. Vol. 24, N° 2, pp. 115-140.
- Goldman, S. J., Jackson, K. y Bursztynsky, T. A., 1986. Erosion and Sediment Control Handbook. New York, McGraw-Hill.
- Gray, D. H., 1978. Role of Woody Vegetation in Reinforcing Soils and Stabilizing Slopes. *Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques*. Sydney, Australia. pp. 253-306.
- Griffiths, D. V., Fenton, G. A. y Martin, T. R. (Ed.), 2000. Slope Stability 2000. Geotechnical Special Publication N° 101, GEO-INSTITUTE (ASCE).

-
- Griffiths, D. V. y Lane, P. A., 1999. Slope Stability Analysis by Finite Elements. *Gèotechnique* 49, N° 3, pp. 387-403.
- Hansen, B. J. y Christensen, N. J., 1969. Discussion of Theoretical Bearing Capacity of Very Shallow Footings. *J. Soil Mech. Fdns. Div., A.S.C.E.*, Vol. 95 (SM6) pp. 1568-1572.
- Havard, H., 1986. Geotextile Seeding for Erosion Control. *Proc Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. IV, pp. 1143-1147.
- Houlsby, G. T., 1986. A General Failure Criterion for Frictional and Cohesive Materials. *Soils and Foundations*. Vol. 26, N°2, pp. 97-101.
- Houlsby, G. T., 1991. How the Dilatancy of Soils affects their Behaviour. *Invited Lecture delivered at the Tenth European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Florence, Italy.
- Hovland, H. J., 1977. Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. Vol. 103, N° 9. pp. 971-986.
- Huang, C. C. y Tsai, C. C., 2000. New Method for 3D and Asymmetrical Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 126, N° 10. pp. 917-927.
- Huang, C. C., Tsai, C. C. Y Chen, Y. H., 2002. Generalized Method for Three-Dimensional Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 128, N° 10. pp. 836-848.
- Hungr, O., 1987. An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three Dimensions. *Gèotechnique* 37, N° 11. pp. 113-117.
- Hungr, O., Salgado, F.M. y Byrne, P. M., 1989. Evaluation of a Three-Dimensional Method of Slope Stability Analysis. *Canadian Geotech. Journal*. Vol. 26 pp. 679-686.
- Jiménez Salas, J. A., Justo, J. L. y Serrano, A. A., 1981. Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas. Ed. Rueda, Madrid.
- Jover, F., García, F., Serra, E. y Varela, J. M., 1989. Los Taludes en las Infraestructuras Viarias. Problemática que Plantea su Protección contra la Erosión y su Integración en el Paisaje. *Simposio sobre el Agua y el Terreno en las Infraestructuras Viarias*. Torremolinos. pp. 407-413.

- Koerner, R. M. y Robins, J. C., 1986. In-situ Stabilization of Soil Slopes using Nailed Geosynthetics. *Proc. Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. II, pp. 395-400.
- Lam, L. y Fredlund, D. G., 1993. A General Limit Equilibrium Model for Three-Dimensional Slope Stability Analysis. *Canadian Geotech. Journal*. Vol. 30. pp. 905-919.
- Lambe, T. W. y Whitman, R. V., 1972. *Mecánica de Suelos*. Ed. Limusa-Wiley, S. A. México.
- Leclercq, D. y Prudon, R., 1986. Comportement en Traction des Geotextiles en Fonction de L'Inclinaison Relative de L'axe de Production par Rapport a L'axe de L'effort. *Proc Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. III, pp. 751-755.
- Leshchinsky, D. y Baker, R., 1986. Threee-Dimensional Slope Stability: End Effects. *Soils and Foundations*. Vol. 26, Nº 4. pp. 98-110.
- Leshchinsky, D. y Huang, C. C., 1992. Generalized Three-Dimensional Slope-Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 118, Nº 11. pp. 1748-1764.
- Lundgren, J., y Mortensen, K., 1953. Determination by the Theory of Plasticity of the Bearing Capacity of Continuous Footing on Sand. *3er. ICOSOMEF*. Zurich. 1:409.
- Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes, 1999. Ed. López, C. Entorno Gráfico, S.L. Madrid.
- Manual de Ingeniería de Taludes, 1987. Instituto Tecnológico Geominero de España.
- Matsui, T. y San, K. C., 1988. Finite Element Stability Analysis Method for Reinforced Slope Cutting. *Proc. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*. Fukuoka. pp. 317-322.
- Matsui, T. y San, K. C., 1992. Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. *Soils and Foundations* Vol. 32, Nº 1, pp. 59-70.
- Matsuoka, H., 1976. On the Significance of the "Spatial Mobilized Plane". *Soils and Foundations*. Vol. 16, Nº 1, pp. 91-100.
- Matsuoka, H. y Nakai, T., 1974. Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil under Three Different Principal Stresses. *Proc., JSCE* Nº 232, pp. 59-70.

- Michalowski, R. L., 1989. Three-Dimensional Analysis of Locally Loaded Slopes. *Gèotechnique* 39, N° 1. pp. 27-38.
- Naylor, D. J., 1982. Finite Elements and Slope Stability. Numer. Meth. In Geomech., *Proc. NATO Advanced Study Institute*, Lisbon, Portugal, 1981, pp. 229-244.
- Novais-Ferreira, J. y Quaresma, M. G., 1986. Anisotropy of Mechanical Properties of Geotextiles. *Proc Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. III, pp. 719-724.
- Owen, D. R. J., y Hinton, E., 1980. Finite Elements in Plasticity. Theory and Practice. E. Pineridge Press Limited. Swansea, U.K.
- Palencia, J., Ratel, A. y Romero, C., 1992. Geomallas: Alternativa en el Asentamiento y Consolidación de taludes. *III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. La Coruña. Vol. II, pp. 661-671.
- Petruckhin, V. P., 1993. Construction of Structures on Saline Soils. Oxford & IBH, New Delhi.
- Pickering, D. J., 1970. Anisotropic Elastic Parameters for Soil. *Géotechnique*. Vol. 20, N° 3, pp. 271-276.
- PLAXIS Version 7. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Brinkgreve, R. B. J. y Vermeer, P.A. 1998. A.A. Balkema. Rotterdam.
- Potts, D. M. y Zdravković, L., 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Theory. Thomas Telford Publishing. London, U.K.
- Potts, D. M. y Zdravković, L., 2001. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Application. Thomas Telford Publishing. London, U.K.
- Prandtl, L., 1921. Eindringungsfestigkeit und Festigkeit von Schneiden. A. Angew. Math. Mech. Vol.1 (15).
- Puig, J. y Schaeffner, M., 1986. The Use of Three Dimensional Geotextile to Combat Rainwater Erosion. *Proc Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. IV pp. 1137-1142.
- Rachez, X., Billiaux, D. y Hart, R., 2002. Slope Stability Analysis with an Integrated Shear Strength Reduction Algorithm. *Proc. 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE)*. Paris. pp. 731-736.

- Roering, J. J., Schmidt, K. M., Stock, J. D., Dietrick, W. E. y Montgomery, D. R., 2003. Shallow Landsliding, Root Reinforcement, and the Spatial Distribution of Trees in the Oregon Coast Range. *Canadian Geotech. Journal*. Vol. 40, pp. 237-253.
- Ruegger, R., 1986. Geotextile Reinforced soil Structures on which Vegetation can be Established. *Proc Third International Conference on Geotextiles*. Vienna, Austria. Vol. II, pp. 453-458.
- Sagaseta, C., 2000. Modelos de Comportamiento y Cálculo. *Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*. Barcelona. pp. 45-61.
- San, K. C. y Matsui, T., 1991. Finite Element Slope Failure Prediction by Shear Strength Reduction Technique. *Proc. International Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering, JSCE*, Osaka, pp. 359-366.
- Schmidt, K. M., Roering, J. J., Stock, J. D., Dietrich, W. E., Montgomery, D. R. y Schaub, T., 2001. The Variability of Root Cohesion as an Influence on Shallow Landslide Susceptibility in the Oregon Coast Range. *Canadian Geotech. Journal*. Vol. 38, pp. 995-1024.
- Sloan, S. W., 1987. Substepping Schemes for the Numerical Integration of Elastoplastic Stress-Strain Relations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. Vol. 24, pp. 893-911.
- Slope Stability 2000. Proc. of sessions of Geo-Denver 2000. Geo-Denver Conference. A.S.C.E.
- Snitbhan, N. y Chen, W. F., 1976. Elastic-Plastic Large Deformation Analysis of Soil Slopes. *Comput. Struct.* 9, pp. 567-577.
- Stark, T. D. y Eid, H. T., 1998. Performance of Three-Dimensional Slope Stability Methods in Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 121, N° 11. pp. 1049-1060.
- Tamagnini, C., Castellanza, R., y Nova, R., 2002. Numerical Integration of Elastoplastic Constitutive Equations for Geomaterials with Extended Hardening Rules. *Proc. Eighth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. (NUMOG VIII)*. Rome. Italy. pp. 213-218.

- Torres, J. A., 1977. Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes. *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada. Vol. II. pp. 513-525.
- Torres, J. A. y Prieto, J., 2001. Sistemas de Sostenimiento Flexible. Experiencias de Aplicación en la Autovía del Cantábrico en el Desmonte de San Antolín y en la Autovía del Noroeste en el tramo Villafranca del Bierzo-Ambasmestas. *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Madrid. Vol. III. pp. 1143-1154.
- Ugai, K., 1989. A Method of Calculation of Total Factor of Safety of Slopes by Elasto-Plastic FEM. *Soils and Foundations*. Vol.29, Nº 2, pp. 190-195.
- Ugai, K. y Leshchinsky, D., 1995. Three-Dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: a comparison of results. *Soils and Foundations*. Vol. 35, Nº 4, pp. 1-7.
- Varela, J. M., Toro, M. y Jover, F., 1989. Evolución de la Vegetación en el Tramo de la Autopista Villalba-Villacastín comprendido entre los puntos kilométricos 3.500 y 7.000. *Simposio sobre el Agua y el Terreno en las Infraestructuras Viarias*. Torremolinos. pp. 415-420.
- Wischmeier, W. H., y Smith, D. D., 1965. Predicting Rainfall Erosion Losses from Cropland East of the Rocky Mountains. Agriculture Handbook Nº 282. U. S. Department of Agriculture, Washington, DC.
- Wong, F. S., 1984. Uncertainties in FE modelling of Slope Stability. *Comp. Struct.* Vol. 19, pp. 777-791.
- Wu, T. H., McKinnell III, W. P. y Swanston, D. N., 1979. Strength of Tree Roots and Landslides on Prince of Wales Island, Alaska. *Canadian Geotech. Journal*. Vol. 16, pp. 19-33.
- Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L., 1995. El Método de los Elementos Finitos. Vol 1 y 2. Ed. McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L., 1989. The Finite Element Method. Vol. 1, 4th edn. London, New York: McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. y Lewis, R. W., 1975. Associated and Non-Associated Visco-Plasticity and Plasticity in Soil Mechanics. *Géotechnique* 25, Nº 4, pp. 671-698.

