

GEOSTRU SLOPE

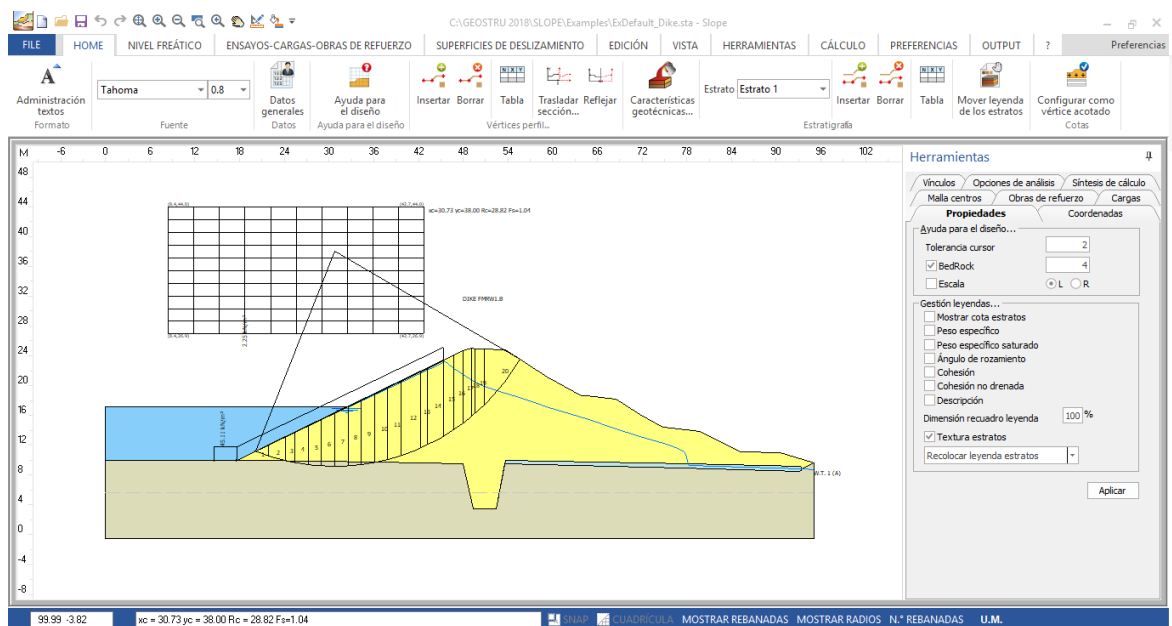
| | |
|--|----------|
| Part I Slope | 1 |
| 1 Notas importantes | 5 |
| 2 Importación datos | 5 |
| 3 Exportar datos | 7 |
| 4 Datos generales | 7 |
| 5 Ayuda para el diseño | 10 |
| 6 Administración textos | 11 |
| 7 Insertar vértices | 11 |
| 8 Cotas | 12 |
| 9 Superficies de deslizamiento | 12 |
| 10 Características geotécnicas | 14 |
| Datos adicionales | 16 |
| Anisotropic | 18 |
| 11 Nivel freático | 19 |
| 12 Cálculo del módulo de corte | 23 |
| 13 Ensayos penetrométricos | 25 |
| 14 Cargas | 25 |
| 15 Obras de refuerzo | 26 |
| Elemento de refuerzo | 28 |
| Tipologías muros | 29 |
| Pilotajes | 30 |
| Anclajes | 31 |
| Soil nail..... | 33 |
| Obra Genérica | 38 |
| Suelo reforzado | 38 |
| 16 Herramientas | 39 |
| 17 Cálculo | 42 |
| Opciones de análisis | 44 |
| Cálculo vinculado | 45 |
| Métodos de cálculo | 47 |
| Síntesis de cálculo | 50 |
| Mostrar factor de seguridad | 52 |
| Gráfico tensiones | 53 |
| 18 Momento de rotura pilotes | 54 |
| 19 Sobrepressiones intersticiales | 58 |
| Reducción de la resistencia no drenata | 62 |
| Cálculo de NL | 63 |
| Integrar acelerograma | 64 |
| 20 Teoría | 67 |
| Equilibrio límite (LEM) | 68 |
| Método de Fellenius (1927)..... | 70 |
| Método de Bishop (1955)..... | 71 |
| Método de Janbu (1967)..... | 72 |
| Método de Bell (1968)..... | 74 |
| Método de Sarma (1973)..... | 77 |
| Método de Spencer..... | 79 |

| | |
|--|------------|
| .Método de Morgenstern y Price..... | 81 |
| .Método de Zeng y Liang (2002)..... | 83 |
| Numerical method | 84 |
| .Metodo DEM..... | 84 |
| .FEM..... | 86 |
| Part II Slope/M.R.E. | 86 |
| 1 Verificaciones internas | 87 |
| Espaciamento refuerzos | 88 |
| Fuerzas de tracción refuerzos | 89 |
| Longitudes requeridas | 90 |
| Resistencia a tracción | 92 |
| Longitud doblez | 94 |
| Tieback & Compound | 94 |
| 2 Verificaciones globales | 95 |
| Empuje | 97 |
| Carga última | 102 |
| 3 Datos generales | 105 |
| 4 Datos geométricos | 107 |
| 5 Cargas | 111 |
| 6 Posición refuerzos | 111 |
| 7 Materiales terreno | 113 |
| 8 Factores de seguridad | 114 |
| 9 Análisis | 114 |
| 10 Resultados | 115 |
| Part III Slope/Rock | 116 |
| 1 Hoek & Bray | 116 |
| Part IV Slope/DEM | 118 |
| 1 DEM | 118 |
| Part V QSIM | 124 |
| 1 Introducción | 124 |
| 2 Generar acelerograma | 125 |
| Part VI Normativa | 127 |
| 1 Eurocódigo 7 | 127 |
| 2 Eurocódigo 8 | 139 |
| Part VII Bibliografía | 153 |
| Part VIII Geoapp | 156 |
| 1 Sección Geoapp | 156 |
| Part IX Libros recomendados | 157 |
| Part X Utility | 163 |
| 1 Tablas de conversión | 164 |

| | |
|--------------------------------------|------------|
| 2 Database suelos | 165 |
| Part XI Comandos de short cut | 168 |
| Part XII Contactos | 168 |
| Index | 0 |

1 Slope

Programa para el análisis de la estabilidad de taludes en suelos con y sin cohesión con métodos tradicionales en geotécnica (Equilibrio límite) y además con el método de los Elementos Discretos. Con este último es posible conocer los deslizamientos del talud y examinar la rotura progresiva. En condiciones sísmicas lleva a cabo tanto el análisis estático como el dinámico.



Estabilidad de taludes – Slope

NORMATIVAS PARA EL CALCULO

- The general limit equilibrium method (GLE)
- Norme tecnice costruzioni (NTC)
- Eurocodice 7/8
- British Codes BS8004

INPUT DATOS

- Input gráfico con el mouse
- Input numérico en forma tabular
- Lectura de datos de EXCEL
- Lectura de archivos DXF
- Lectura del perfil topográfico de TRISPACE
- Importación de imágenes raster

- Lectura de archivos ASCII

TIPOS DE CARGAS SOBRE EL RELLENO

- Cargas puntuales (inclinadas)
- Franjas de carga

OBRAS DE REFUERZO

- Muros de contención
- Método de estabilización: Carga última de Broms con cálculo automático del momento de rotura de la sección, Método de la tensión tangencial, Método de Zeng Liang
- Gaviones
- Anclajes activos y pasivos
- Escalonados
- Terrenos reforzados: barras, tiras y geotextiles
- Database de georedes ampliable por el usuario
- Trincheras drenantes
- Inserción de obras genéricas
- Template integrado para la generación automática de: Torres eólicas y telefónicas
- Refuerzos de suelo clavado con la técnica Soil Nailing

MÉTODOS DE CÁLCULO

- FELLENIUS (1936)
- BISHOP (1955)
- JANBU (1956)
- MORGENSTERN & PRICE (1965)
- SPENCER (1967)
- BELL (1968)
- SARMA (1973)
- D.E.M (1992)
- ZENG LIANG (2002)
- Back Analysis
- Analisi dei pendii in roccia con Hoek e Bray

OPCIONES DE CÁLCULO

- Función <Recalcular> para evaluar el Factor de seguridad de una superficie con centro X0, Y0 y radio R
- Búsqueda de la superficie de deslizamiento crítica por medio de cálculo automático

- Cálculo de F_s para superficies pasantes por dos puntos asignados y tangentes a una recta con pendiente de variación automática
- Cálculo automático de F_s para superficies tangentes a una recta
- Cálculo de F_s de a una superficie asignada pasante por tres o por un punto
- Posibilidad de efectuar el análisis de estabilidad de taludes sumergidos (por ej. lagos en colina)
- Análisis de superficies de cualquier forma
- Presencia de sismo y de acuíferos, inclusive confinados
- Terrenos estratificados
- ANISOTROPIC ANALYSIS

OPCIONES GRÁFICAS

- Visualización de las isolíneas del factor de seguridad
- Visualización a color de todas las superficies de deslizamiento examinadas subdivididas por factor de seguridad (a color corresponden factores de deslizamiento comprendidos en un intervalo prefijado)
- Selección del grupo de superficies a imprimir
- Opciones , y asignación numérica de la malla centros
- Opción < Mover Nivel Freático > que permite subir o bajar el nivel freático (comando muy útil en el análisis de sensibilidad del F_s al variar el nivel freático)
- Tramado de los estratos con colores y/o texturas (el usuario puede definir las texturas)
- Input gráfico y numérico para superficies de deslizamiento no circulares
- Herramientas para introducir texto, líneas y polígonos en la hoja del gráfico

M.R.E. (Mechanically Reinforced Earth)

Software para el dimensionado y la comprobación de tierras reforzadas con elementos metálicos o con geosintéticos. Es posible definir varios tipos de tierra reforzada en el mismo archivo y efectuar al mismo tiempo todos los análisis de verificación y de proyecto con diferentes combinaciones de carga. El software permite realizar el input en manera simple con una serie de herramientas como por ejemplo la generación automática de la posición de los refuerzos, o el perfil de la tierra reforzada con la opción de selección por parte del usuario del perfil con pendiente constante o en terrazas, además de un database de geosintéticos. Permite también dimensionar y comprobar una tierra reforzada con el sistema de bloques convencionales.

– Normativa: The general limit equilibrium method (GLE); Eurocódigo 7/8; British Codes BS8006; Norme tecniche costruzioni (NTC 2008).

Dynamic Analysis

Método numérico para analizar la estabilidad de taludes en condiciones sísmicas por integración directa y superposición modal con el método de Newmark (1965). Cálculo de los deslizamientos permanentes por integración de la aceleración relativa. Además es posible generar acelerogramas artificiales espectro compatibles con los algoritmos: SIMQKE, Sabetta F., Pugliese A.: Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions.

Slope 3D

Creación de modelos digitales en 3D a partir de archivos GIS, DXF o Texto. Importación de archivos desde GeoStru Maps y SRTM (SRTM es un software GEOSTRU aplicativo de GEOAPP que permite generar un modelo 3D con solo seleccionar una área en google maps). Las secciones a analizar con SLOPE se crean automáticamente y en modo dinámico moviéndose sobre el modelo tridimensional.

DEM – Discrete Element Method

Modelo numérico avanzado para el análisis de estabilidad de taludes en condiciones estáticas y dinámicas. Modelo de cálculo sumamente sofisticado con análisis lineal y no lineal, con distribución de los estados tensionales con base en el comportamiento del terreno dúctil o frágil.

Geotechnical Section

Módulo para la creación de secciones geotécnicas mediante el cual es posible administrar ensayos penetrométricos estáticos y dinámicos, además de efectuar correlaciones entre ensayos.





1.1 Notas importantes

Para usar de manera correcta el programa es necesario respetar algunas reglas que se enumeran a continuación:

1. Sistema de referencia: el talud se debe definir en el cuadrante positivo de un sistema Cartesiano X,Y.
2. La cota Y debe ser creciente de izquierda a derecha.
3. Las secciones con sistemas de referencia diferentes se pueden reflejar con el comando Reflejar.
4. La distancia entre la ordenada Y mínima de los vértices del perfil y la profundidad del bedrock constituye un vínculo en la búsqueda del factor de seguridad (no se consideran las superficies de deslizamiento que cortan el eje localizado a dicha profundidad).
5. Las características geotécnicas de los estratos del talud a examinar se deben atribuir partiendo del estrato superior hacia el inferior.

1.2 Importación datos

Importar modelo 3D: permite importar archivos de texto con las informaciones tridimensionales (x,y,z) de los puntos. El sistema de importación permite importar archivos de texto de cualquier formato: basta con configurar el tipo de separador ("," o ";"), la primer fila que se debe leer, los números de las columnas para las x, y, z . El comando "Extraer" aplica un filtro a los datos del archivo de texto y extrae las coordenadas de los puntos en los cuales efectuar la triangulación.

Con el botón "Triangularizar" se genera el modelo digital para las secciones bidimensionales de comprobación. Las secciones se exportan con el comando "Asignar sección corriente a Slope".

Importar secciones desde Trispace: Trispace es el software topográfico GeoStru con el cual se crean planos acotados, planos con curvas de nivel, representaciones 3D, secciones 2D, secciones 3D, inclusive estratigráficas. Las secciones se exportan desde Trispace en archivos de texto con extensión *.sec, con el siguiente formato: VERTEXSEC, x,y. En la figura se presenta un ejemplo del archivo que generado por Trispace.

```
FILE: \\medico\formato\visualizado...
"Sec #1", "0", "0"
"VERTEXSEC", "0", "8.20919181255609"
"VERTEXSEC", "12.5930328369538", "8.188988656644"
"VERTEXSEC", "25.6926949918779", "6.877268846591"
"VERTEXSEC", "81.584693568788", "4.987882877805"
"VERTEXSEC", "109.110983990538", "4.64434541881"
"VERTEXSEC", "145.953345547306", "8.09924885"
"VERTEXSEC", "152.34338254525", "8.72790699"
"VERTEXSEC", "157.011389956366", "8.30497814"
"VERTEXSEC", "158.206529959215", "8.6642"
"VERTEXSEC", "162.690629640737", "9.267"
"VERTEXSEC", "196.693867050547", "10."
"VERTEXSEC", "230.760378791434", "12."
"VERTEXSEC", "254.295600932664", "1"
"VERTEXSEC", "370.608135338685"
"VERTEXSEC", "407.9025345002"
"VERTEXSEC", "444.022"
"VERTEXSEC", "444.022"
```

Importar secciones DXF: El DXF debe contener exclusivamente polilíneas abiertas numeradas de izquierda a derecha las cuales definen el perfil topográfico y los estratos. Cada polilínea debe pertenecer a un LAYER específico.

Ejemplo: *Polilínea perfil en LAYER=0, Estrato 1 en LAYER=1, Estrato 2 en LAYER=2, Nivel freático en LAYER=Nivel freático.*

Importa secciones de penetrometrías: los software Dynamic y Static Probing permiten enlazar los ensayos en un path y exportarlas en un file *.esp. El file esp contiene la información geométrica (x,y,z) del ensayo, además de las otras informaciones sobre el mismo (número de golpes, resistencia, estratigrafía).

La ubicación topográfica se efectúa automáticamente, mientras que la reconstrucción de la estratigrafía la debe efectuar el operador enlazando los estratos que pertenecen a las columnas estratigráficas.

Importar archivos de LoadCap: LoadCap es un software para calcular la capacidad portante y los asentos de cimentaciones superficiales. Para las cimentaciones en talud es necesario efectuar el análisis de estabilidad global; el archivo exportado de LoadCap contiene todas las informaciones necesarias para llevar a cabo el análisis de estabilidad.

1.3 Exportar datos

Exportar obras: permite exportar la geometría y la estratigrafía de las obras de refuerzo incluidas en la sección de comprobación. Las obras a exportar son muros de contención: el archivo *.edc se puede importar directamente desde el software MDC para realizar las comprobaciones geotécnicas y estructurales de los muros de contención en H.A. y de gravedad.

Al importar se leen las características geométricas de la obra y la estratigrafía de los suelos circunstantes.

Exportar modelo GFAS: GFAS es el software GeoStru para la mecánica de suelos con Elementos Finitos. El programa permite determinar el estado tensional y deformativo en cada elemento de discretización del modelo geotécnico. El modelo geométrico utilizado en Slope se puede importar desde GFAS para el análisis con Elementos Finitos.

1.4 Datos generales

Zona

Para identificar la zona se puede indicar la dirección separando los campos con una coma.

Por ejemplo: calle, ciudad, provincia, país. Como alternativa se pueden asignar las coordenadas en el sistema WGS84. Para localizar el lugar pinchar el botón de búsqueda. La localización del sitio es un dato que se incluye en el informe final.

Litotipo

Taludes de tierra o Taludes en roca.

+ Taludes en roca

En taludes en roca, a diferencia de los de tierra, no se puede usar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para definir la resistencia del material; sin embargo con este método viene descrito un procedimiento que permite aplicar los métodos clásicos del Equilibrio Límite también en pendientes rocosas.

Forma superficie

Los análisis se pueden llevar a cabo para superficies de forma circular o de cualquier forma.

+ Tipo superficie

Con las superficies circulares se debe introducir la malla centros, mientras que las superficies de cualquier forma se deben asignar por puntos.

Grado de seguridad aceptable

Este dato no tiene ninguna influencia numérica en el cálculo. Con base en el valor indicado el software evidencia en los diferentes informes (gráficos y de texto), las superficies con factor de seguridad inferior al valor establecido. O sea que se trata de un indicador del nivel de seguridad que el usuario desea mantener con referencia al estado límite está verificando.

Amplitud búsqueda factor de seguridad: este dato es importante para la búsqueda del factor de seguridad con superficies circulares. Una vez fijado un centro, el método de búsqueda de la superficie crítica se basa en el análisis de posibles superficies con radio variable entre un valor mínimo y máximo. La variación del radio se da con un intervalo incremental calculado como $(R_{\max} - R_{\min}) / \text{Amplitud búsqueda factor de seguridad}$.

Profundidad BedRock

Profundidad del estado rígido. La profundidad se calcula partiendo desde la ordenada mínima del perfil (con presencia de estratos, ordenada mínima de los estratos). La búsqueda de la superficie crítica se lleva a cabo entre el perfil topográfico y el BedRock. No se examinan las superficies que superan el bedrock.

Acción sísmica

En el análisis pseudo estático el sismo se calcula mediante los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, k_h y k_v respectivamente. Con base en la normativa, es posible indicar los coeficientes sísmicos de la zona.



La aceleración sísmica es necesaria para calcular las [sobrepresiones neutras en campo sísmico](#)⁵⁸.

Incremento de las presiones neutras

Seleccionando esta opción se pueden calcular las sobrepresiones intersticiales que se generan en el terreno en presencia de nivel freático y en concomitancia con el evento sísmico. Para estimar las sobrepresiones se requiere la importación de un acelerograma con el cual el programa calcula automáticamente la intensidad de Arias, el número de las intersecciones con el eje del tiempo y el periodo de Trifunac y Brady (1975).

Para importar el acelerograma pinchar el triángulo que está a la derecha de "Duración acelerograma Trifunac y Brady": la ventana de diálogo que se abre permite seleccionar el archivo (*.txt, *.cvs) con los valores de la aceleración en $[m/s^2]$ y del tiempo en $[s]$. En esta misma ventana se puede elegir el factor de conversión del tiempo t_y de la aceleración a para conversión automática de los valores en las unidades de medidas necesarias para el programa.

Después de haber importado, en la sección Parámetros se calculan automáticamente los valores para la elaboración.

Cabe subrayar que para la estimación de las sobrepresiones neutras, al usuario se le solicita efectuar una categorización geotécnica adicional de los suelos implicados en este fenómeno: al definir la estratigrafía, para cada tipo de suelo, se indican los Datos adicionales.

Coeficientes de acción parciales

Las acciones se diferencian en Desfavorables (permanentes, variables) y Favorables (permanentes, variables), durante la fase de cálculo el programa asigna el coeficiente de acción (desfavorable, favorable) en función de la inclinación de la base de los segmentos respecto a la horizontal. Los coeficientes de combinación pueden ser asignados por el usuario.

Coeficientes parciales parámetros geotécnicos

Los coeficientes parciales que introduce el usuario representan factores que reducen las características geotécnicas de los suelos definidos en la estratigrafía.

Tales coeficientes se aplican generalmente a los parámetros "característicos" que el usuario indica en la modelización estratigráfica de los suelos interesados. El cálculo del factor de seguridad en las superficies identificadas se lleva a cabo con los parámetros de resistencia del suelo reducidos solo si se selecciona la opción "Utilizar estos coeficientes para reducir la resistencia del material".

Coeficiente parcial resistencia

Este coeficiente reduce la resistencia que se da a lo largo de la potencial superficie de deslizamiento. El valor del coeficiente influye numéricamente en el cálculo del factor de seguridad definido mediante la relación entre la resistencia límite disponible y la calculada en la base de cada franja. Valores superiores a 1 reducen la resistencia disponible del suelo, haciendo disminuir el factor de seguridad.

En el análisis de estabilidad es aconsejable introducir un "Coeficiente parcial resistencia" igual a 1,1 y asignar un valor unitario al "Grado de seguridad aceptable": con estos supuestos el usuario mantiene un margen de seguridad en todas las superficies que dan un factor de seguridad mayor o igual que uno.

1.5 Ayuda para el diseño

Este comando permite personalizar la cuadrícula del área de trabajo y su relativo snap.

Atención:

la tolerancia del cursor es muy importante porque representa la sensibilidad del mouse en torno a los objetos gráficos, sean estas obras de refuerzo o vértices de los puntos.

Para correr y/o modificar un objeto o un vértice (perfil, estrato, nivel freático, cargas, etc.) colocarse con el puntero del mouse cerca del objeto a modificar.

Cuando el puntero cambia de forma significa que es posible efectuar las modificaciones haciendo clic sobre el objeto. Será posible modificar el elemento solo cuando el puntero se encuentre dentro del radio definido como Tolerancia cursor.

La tolerancia se asigna con base en la extensión del perfil. Por ejemplo para extensiones del orden de 100 metros asignar una tolerancia comprendida entre 0.5 y 1.

1.6 Administración textos

Administración textos da la posibilidad de personalizar el tipo de fuente y las dimensiones de los textos visualizados. El botón Default permite que un estilo definido por el usuario esté disponible para todos los archivos de trabajo. El primer botón de la izquierda uniforma los textos con el primer estilo de la lista (Leyenda estratos).

Textos libres: son los que incluye el usuario y que no pertenecen a las categorías anteriores (Leyenda estratos, tabla cota/distancia, etc.). Se utilizan también para representar el número de vértices en la fase de introducción de los datos gráficos.

1.7 Insertar vértices

Estos comandos se refieren a los vértices de las polilíneas de: perfil topográfico, estratos, nivel freático, piezométrica.

Inserción y modificación

Para insertar un vértice gráficamente seleccionar el comando Insertar, trasladarse al área de trabajo y hacer clic con el lado izquierdo del ratón. La posición se puede corregir numéricamente en la tabla Vértices perfil visualizada a la derecha de la pantalla.

Después de haber introducido todos los vértices de la polilínea, confirmar la inserción con el lado derecho del ratón. Para modificar la posición de un vértice seleccionar el comando Insertar, moverse con el ratón hasta el punto y arrastrarlo hasta la nueva posición.

Borrar

Para borrar un vértice seleccionar el comando Borrar, colocarse sobre el vértice de interés y hacer clic con la izquierda del mouse.

Para el correcto funcionamiento de: *insertar, modificary borrar*es necesario configurar correctamente la [tolerancia del cursor en ayuda para el diseño](#)¹⁰.



Para borrar varios vértices simultáneamente: seleccionar el comando borrar, apretar el lado izquierdo del mouse y, manteniendo apretado, ir hasta una nueva posición: se formará un rectángulo y serán eliminados todos los vértices dentro este rectángulo.

Tabla

Los vértices se pueden asignar en forma numérica mediante el comando Tabla. En input numérico lado derecho del mouse sulla cuadrícula de inserción para importar, copiar y exportar los datos.



Se pueden pegar los vértices en la Tabla, habiéndolos copiado antes de un editor de texto. Es posible copiar uno solo o también secuencias enteras; en este caso separar los campos con un tabulador.

1.8 Cotas

Este instrumento permite acotar cualquier elemento: vértices de perfil, estratos, nivel freático. Para insertar las cotas seleccionar el comando y hacer clic en el vértice a cotar. Si el vértice está acotado, con el siguiente clic se anula la cota. Además se pueden ejecutar comandos en bloque mediante la ventana de popup visualizada en la parte inferior derecha.

1.9 Superficies de deslizamiento

Los análisis se pueden efectuar para superficies circulares o de cualquier forma. Con las superficies circulares se debe introducir la malla centros, mientras que las de cualquier forma se deben asignar por puntos.

Superficie de cualquier forma

Esta opción es factible solo si antes se ha seleccionado la opción Superficie de cualquier forma. Si se ha seleccionado, se activan los siguientes comandos:

N°. Superficies: indicar el número de superficies a examinar.

Superficie: seleccionar la superficie que se debe definir por puntos.

Generar: Una vez definida la primera superficie de deslizamiento de forma genérica, con este comando se puede crear un número de superficies, a elección del usuario, giradas en un ángulo respecto a uno de los vértices que definen la polilínea de la primer superficie de deslizamiento.

Colores superficies: permite asignar un color a cada una de las superficies creadas.

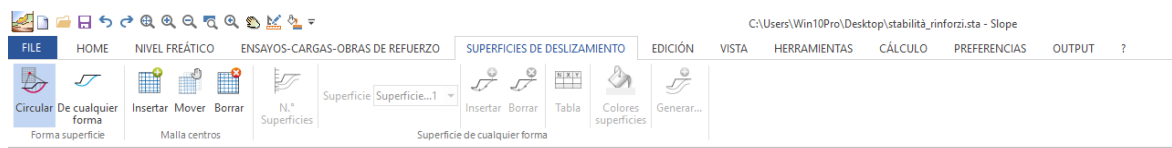



Fig.4.14.1- Barra de los comandos "Superficies de deslizamiento"

Para la inserción de los vértices, consultar el capítulo [Insertar Vértices](#) .

 Nota:

La superficie de deslizamiento de forma genérica se debe asignar según se representa en la figura 4.14.2, en caso contrario el software indicará un error de asignación de la superficie.

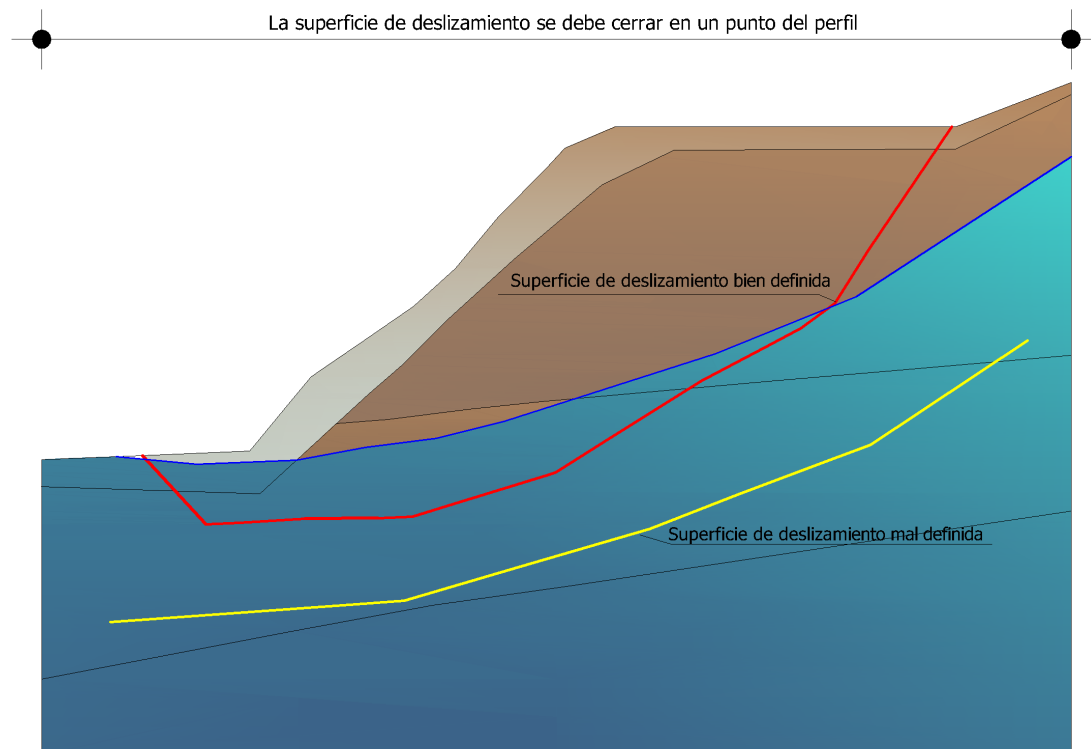


Fig.4.14.2- *Representación de cómo se debe asignar la superficie de deslizamiento de forma genérica.*

1.10 Características geotécnicas

Reúne todos los datos relativos a las características geotécnicas del talud. Los parámetros geotécnicos se deben introducir comenzando desde la estratificación superior (ver también § Convenciones).

Estrato: Número del estrato 1, 2, 3, 4, etc.

DB: Database de terrenos con las respectivas características geotécnicas.

Peso específico: Peso específico del estrato en la unidad de medida especificada; en presencia de terreno con nivel freático insertar el peso saturado en la celda correspondiente.

Peso saturado: Peso específico saturado del estrato en la unidad de medida especificada.

Cohesión: Cohesión del terreno en la unidad de medida especificada. En presencia de nivel freático, para el análisis en condiciones sin drenaje, se debe introducir el valor no drenado en la celda sucesiva Cohesión no drenada.

Ángulo de rozamiento interno de pico: Representa el ángulo de resistencia del terreno en grados. En presencia de nivel freático insertar el parámetro eficaz. Para el análisis sin drenaje escribir cero.

Ángulo de rozamiento interno residual: Representa el ángulo de resistencia del terreno en grados cuando el derrumbe se ha movlizado. Tal parámetro es necesario con el método DEM para el análisis con redistribución de las tensiones.

Módulo K: Módulo de Winkler del terreno en la unidad de medida especificada. Parámetro necesario solo para el análisis con el método DEM.

El parámetro K es necesario para el método DEM (Método Elementos Discretos).

Permeabilidad: Especificar si el estrato es permeable o impermeable; en presencia de niveles freáticos confinados se debe definir permeable el estrato donde se localiza el nivel freático y asignar la correspondiente piezométrica.

Textura: Colocarse en esta celda y hacer clic en el lado derecho del mouse. Se verá la paleta de los colores que se pueden escoger y asociar al estrato correspondiente. Como alternativa se pueden asignar las texturas presentes en el lado derecho de la ventana de diálogo: seleccionar con un clic la textura y, presionando, arrastrarlo hacia la celda del estrato.



Las texturas visualizadas a la derecha de la ventana de las características geotécnicas se instalan separadamente mediante el archivo Texture de GeoStru. Son externas al programa, se pueden modificar o agregar nuevas directamente en la carpeta de instalación. Además se pueden modificar directamente desde el programa abriendo un editor interno de texturas haciendo doble clic en la textura a modificar.

 **Attenzione:**

Si la lista de texturas se encuentra vacía significa que es necesario instalar el archivo correspondiente o definir correctamente el recorrido en el menú Preferencias..

Descripción: Colocarse en la celda y escribir un texto; el mismo aparecerá también en la leyenda de los estratos.

Parámetros geotécnicos a usar. Ángulo de rozamiento interno

- *Ángulo de rozamiento interno de pico:* Parámetro aconsejable en arenas y gravas con un elevado grado de densidad (densidad relativa > 70%) o en taludes donde no se haya movilizad el derrumbe;
- *Ángulo de rozamiento interno residual:* se recomienda este parámetro en verificaciones con taludes en derrumbe;
- *Ángulo de rozamiento interno crítico:* este parámetro se obtiene del de pico con una relación propuesta por Terzaghi y se aconseja para arenas y gravas poco densas (densidad relativa < 20%).

[Anisotropía](#)^[18]

Seleccione este comando si desea realizar el análisis anisotrópico, el programa requiere dos valores de parámetros geotécnicos, para más detalles consulte

[Anisotropía](#)^[18]

[Datos adicionales: Los datos adicionales \(módulo de corte, densidad, índice de plasticidad, etc.\) son necesarios para calcular el incremento de las presiones neutras en campo sísmico.](#)^[16]

1.10.1 Datos adicionales

Los datos adicionales: módulo de corte, densidad, índice de plasticidad, etc. son necesarios para calcular el incremento de las presiones neutras en campo sísmico.

Comportamiento geotécnico: Sin cohesión, Con cohesión, Sin cohesión-Con cohesión

Módulo de corte dinámico para pequeñas deformaciones: representa el módulo de rigidez con niveles bajos de deformación. El límite generalmente se fija entre 0.0001% e 0.001%.

Módulo de corte dinámico: representa el módulo de rigidez más allá del límite de linealidad, donde el comportamiento del suelo es marcadamente no lineal y disipativo con una reducción de la rigidez G.

Densidad relativa: En el caso de suelos granulares este parámetro indica el grado de adensamiento de las partículas. El mismo depende de la uniformidad o de la variabilidad de los diámetros de las partículas: entre más variable sea el diámetro, más alta resultará la densidad relativa. Una clasificación de los suelos con base en la densidad relativa se presenta en la siguiente tabla:

| Densidad relativa (%) | Descripción |
|-----------------------|-------------------|
| 0 - 15 | Densidad muy baja |
| 15 - 35 | Poco denso |
| 35 - 65 | Mediamente denso |
| 65 - 85 | Denso |
| 85 - 100 | Muy denso |

Grado de sobreconsolidación: se expresa con el parámetro OCR y representa la relación entre la presión de preconsolidación y la presión geostática. Tratándose de suelos sobreconsolidados, su valor es mayor que uno.

Índice de plasticidad: representa un parámetro del comportamiento de los suelos cohesivos. Su valor está dado por la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico (Límites de Atterberg).

Número de ciclos de cargas necesarios para producir licuefacción: representan el número de ciclos de carga y descarga que provocan la licuefacción, o sea que anulan el estado tensional efectivo del suelo. (El programa lo calcula automáticamente).





[Referencias teóricas Sobrepresiones intersticiales](#) ⁵⁸

1.10.2 Anisotropic

In order to be able to perform the anisotropic analysis, it is necessary to select the 'Anisotropy' option (see figure) and to assign two values of the same geotechnical parameter to each layer separated by '-' (e.g. in the case of cohesion, report the cohesion value in the horizontal direction ' c_h ' and the cohesion value in the vertical direction ' c_v ', e.g. c_h-c_v).

This strength model uses the following equation for dealing with anisotropy in the soil strength:

$$c = c_h(\cos \alpha)^2 + c_v(\sin \alpha)^2$$

similar for the shear strength angle:

$$\phi = \phi_h(\cos \alpha)^2 + \phi_v(\sin \alpha)^2$$

The subscripts stand for horizontal and vertical. The horizontal and vertical components are specified. Alpha (α) is the inclination of the slice base.

For the anisotropic analysis, insert two values (horizontal, vertical) of the parameter geotechnical separated by - ex: c_h-c_v for cohesion (100-120)

Estratigrafía

Ángulo de resistencia al corte: Pico **Anisotropic strength** ? x

| Nr. | DB | Peso específico (kN/m ³) | Peso saturado (kN/m ³) | Cohesión (kN/m ²) | Cohesión no drenada (kN/m ²) | Ángulo de rozamiento o interno pico (°) | Ángulo de rozamiento o interno residual (°) | Permeabilidad (m/s) | Datos adicionales ... | Textura ... | Descripción |
|-----|----|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|--|---|---|---------------------|-----------------------|-------------|-----------------|
| 1 | | 17.01 | 17.09 | 10-20 | 25-40 | 10-20 | | Impermeable | | | arcilla |
| 2 | | 18.36 | 20.60 | 12-15 | 35-45 | 15-30 | | Permeable | | | arcilla arenosa |
| 3 | | 18.80 | 19.50 | 15-18 | 42-55 | 17-35 | | Impermeable | | | arcilla |

Con cohesión

arcilla

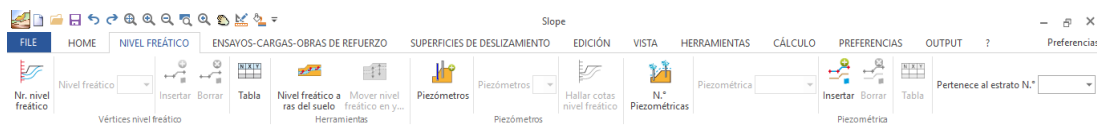
arcilla débilmente arenosa

arcilla arenosa

Datos adicionales DEM... OK Deshacer Help

1.11 Nivel freático

Los comandos para administrar los niveles freáticos se representan en la siguiente figura:



Nr. Nivel freático: Con este comando se puede indicar (escribiendo un número mayor que uno) un número determinado de niveles freáticos, o bien borrar (escribiendo cero) todos los que han sido creados anteriormente. Insertando el número de acuíferos a crear se activa el comando nivel freático donde cada uno de estos se indica con un con un número entero progresivo.

Insertar vértices nivel freático: Con este comando, usando el mouse, se define por medio de puntos el nivel freático que aparece activo en la ventana del comando nivel freático.

Borrar vértices nivel freático: Pinchando este comando se activa un puntero que, colocado sobre los vértices del nivel freático, los elimina. Para confirmar es necesario hacer clic con el lado derecho del mouse.

Tabla vértices nivel freático: Administra la tabla de la figura siguiente, la primer columna está compuesta por un conjunto de números enteros progresivos de 1 a n, la segunda y la tercera representan las coordenadas de los vértices del nivel freático con respecto al sistema de referencia global. Cuando se trata de administrar varios niveles freáticos contemporáneamente, a cada uno de ellos se le asocia una tabla.

Vértices nivel freático

| Nr | Xi (m) | Yi (m) |
|----|-----------|----------|
| 1 | -2.410143 | 49.69024 |
| 2 | 7.733756 | 52.6299 |
| 3 | 26.51875 | 58.07755 |
| 4 | 48.68505 | 62.96165 |
| 5 | 83.813 | 70.69662 |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

OK Deshacer



El nivel freático se debe definir por lo menos con tres puntos.

Nivel freático a ras del suelo: Traslada el nivel freático activo al plano del terreno. Con esta operación la piezométrica coincidirá con el perfil del terreno.

Mover nivel freático en y: Permite trasladar el nivel freático desde su posición inicial a lo largo del eje de las y, insertando un número mayor o menor que cero en la ventana que aparece en la figura en bajo. Con un número mayor que cero se asocia una traslación a lo largo del eje positivo de las y al número negativo una traslación en dirección del eje negativo.

Mover Nivel Freático

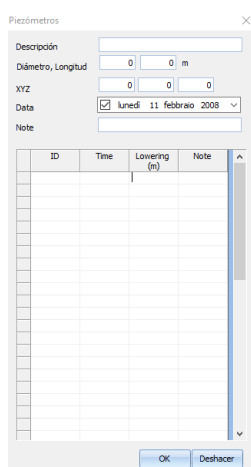
Insertar valor traslación en y

OK

Anulla

Piezómetros: A menudo se usan para monitorizar la cota del nivel freático (responsable de las presiones neutras en la superficie de rotura del terreno). Con este comando se pueden administrar n piezómetros y, con el mismo comando, asignando cero, todos los piezómetros anteriormente definidos se eliminan.

Después de haber asignado el número de piezómetros a utilizar se activa el comando Piezómetros que contiene una serie de números enteros (de 1 a n); a cada uno de los cuales se asocia un piezómetro y a cada piezómetro se asocia una tabla como la de la siguiente figura.



| ID | Time | Lowering (m) | Note |
|----|------|--------------|------|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

En la tabla se presenta varias informaciones, tales como :

Descripción: el campo se puede utilizar para describir las características del piezómetro.

Diámetro, Longitud: se refieren a las dimensiones geométricas propias del equipo.

XYZ: Representan las coordenadas del punto de inserción (cabeza del piezómetro) respecto al sistema de referencia global.

En la primer columna de la tabla aparece el ID al cual se asocia el tiempo de registro (segunda columna) y la cota del nivel freático (el orden de lectura es de arriba hacia abajo).

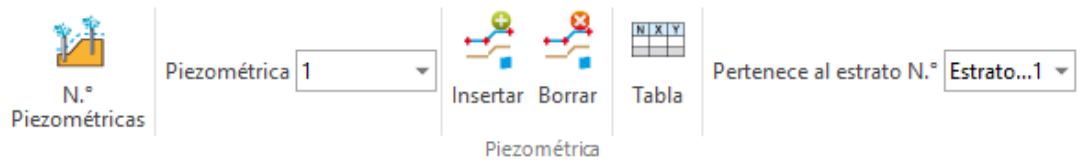
A cada piezómetro le corresponde una tabla con características propias.

Hallar cotas nivel freático: Después de haber insertado los piezómetros, este comando permite interpolar los puntos de medición y trazar una polilínea que definida la cota de nivel freático.

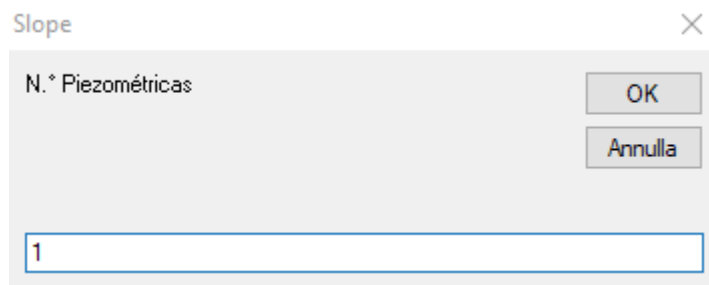


Para que el comando Hallar cotas nivel freático funcione correctamente es necesario que cada piezómetro tenga el mismo número de lecturas.

Slope permite administrar los niveles freáticos en presión por medio de los comandos Piezométrica .



N.º Piezométricas: Con este comando es posible crear (escribiendo un número mayor que uno) las piezométricas o también borrar (escribiendo cero) todas las piezométricas creadas anteriormente. Indicando el número de piezométricas a administrar se activan otros dos comandos: Piezométrica/Pertenece al estrato N.º desde donde se puede asociar la piezométrica del genérico nivel freático que pertenece al genérico estrato.



Insertar vértices piezométrica: Este comando permite, usando el mouse, definir por medio de puntos la piezométrica activa, mientras simultáneamente se activa una tabla (ver imagen), que presenta todas las coordenadas de los vértices de la piezométrica respecto al sistema de referencia global.

Vértices Piezométrica ×

| Nr | X_i (m) | Y_i (m) |
|----|--------------|--------------|
| 1 | -2.410143 | 54.82816 |
| 2 | 21.25896 | 58.82895 |
| 3 | 45.67945 | 62.96165 |
| 4 | 62.96165 | 67.09435 |
| 5 | 83.813 | 72.07957 |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

OK Deshacer

Borrar vértices piezométrica: Usando este comando se activa un puntero que, colocado sobre los vértices de la piezométrica los elimina. Para confirmar es necesario hacer clic con el lado derecho del mouse.

1.12 Cálculo del módulo de corte

Cálculo del módulo de corte o cizalladura G

El módulo de corte a introducir en las ecuaciones anteriores se puede evaluar basándose en diagramas como el que se muestra a continuación, en el cual se traza la evolución del módulo de cizalladura con la deformación de corte (a diferentes valores del índice de plasticidad del terreno I_p):

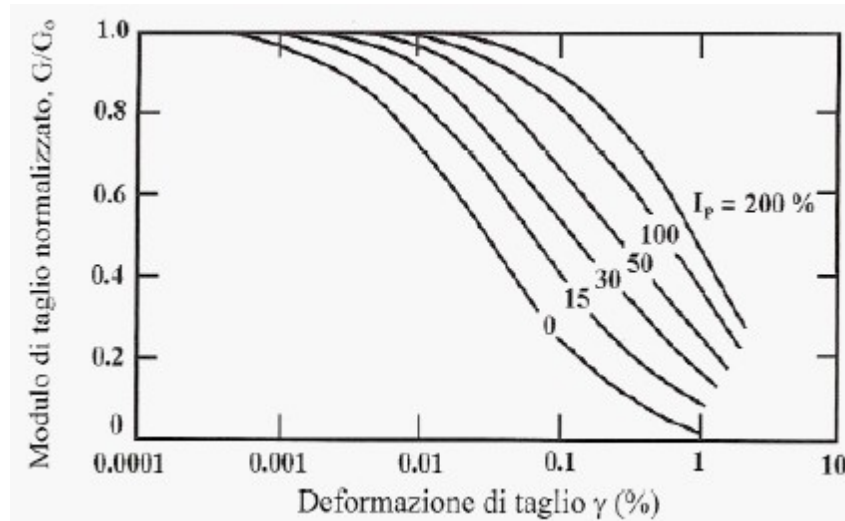


Diagrama utilizado para calcular el módulo de corte

Como se puede ver, lo que aparece en diagrama no es directamente G , sino la relación G/G_0 donde G_0 es el módulo de corte en condiciones dinámicas para pequeñas deformaciones. El módulo G_0 se puede obtener en correlación con la velocidad de las ondas S del estrato:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Donde ρ es la densidad de masa del terreno, dada por el peso de volumen dividido entre la aceleración de gravedad en m/s^2 ($9.81 m/s^2$). Como alternativa existen varias formulaciones para calcular G_0 , entre las cuales las siguientes:

Método de Imai y Tomauchi.

Este método usa la correlación entre el módulo de corte dinámico para pequeñas deformaciones con la resistencia promedio por punta:

$$G_0 = 28 \cdot q_c^{0.611} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Donde q_c es la resistencia promedio por punta en el estrato medida con el penetrómetro estático. El resultado se expresa en kg/cm^2 .

Método Ohsaki & Iwasaki.

Este método es válido en caso de arenas limpias o con finos plásticos. Hace la correlación entre el módulo de corte para pequeñas deformaciones, el número promedio de golpes en el estrato y la granulometría del suelo:

$$G_0 = a \cdot N_{spt}^b \left[\frac{t}{m^2} \right]$$

Donde N_{spt} es el número promedio de golpes en el estrato, mientras las constantes a y b se pueden obtener con la siguiente tabla:

| a | b | Granulometría |
|------|------|----------------------------|
| 650 | 0.94 | Arenas limpias |
| 1182 | 0.76 | Arenas con finos plásticos |

Valores de los parámetros a utilizar en la fórmula de Ohsaki e Iwasaki

1.13 Ensayos penetrométricos

Este comando permite importar ensayos penetrométricos estáticos y dinámicos elaborados con Dynamic Probing y con Static Probing; visualizando, en el primer caso, el gráfico del número de golpes y la columna estratigráfica, y la evolución de la resistencia por punta y la estratigrafía, en el segundo caso. Después de haber seleccionado el comando, basta con hacer clic en el punto de inserción para que se muestre una ventana en la cual seleccionar el archivo a insertar (en formato .edp - formato de exportación de los ensayos con Static y Dynamic).

El gráfico se puede correr mientras se mantiene apretado el mouse después de haberlo pinchado.

1.14 Cargas

Para insertar sobre el relleno hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Insertar carga.
2. Ir con el mouse al área de trabajo y presionar el lado izquierdo sobre el punto de inserción.
3. En el panel Cargas:
 - modificar, si es necesario, las coordenadas en X_i , Y_i que determinan el punto de inserción

- indicar el valor de la carga en la unidad de medida especificada en F_x , F_y y pinchar Aplicar.

Modificar carga: Ir con el mouse al punto de inserción de la carga: en el panel Cargas se muestran las características de la carga: modificarlas y pinchar Aplicar.

Borrar carga: Ir con el mouse al punto donde se encuentra la carga, cuando el cursor cambia forma apretar el lado izquierdo del mouse para borrar la carga.

Escala cargas: Permite definir una escala de visualización de las cargas.

1.15 Obras de refuerzo

Muros de contención

Para incorporar muros de contención en el talud hacer lo siguiente:

1. Definir los tipos de [Muros](#)^[29] en el panel Obras de refuerzo Definición de obras
2. En el panel lateral Obras de refuerzo seleccionar el tipo de muro a insertar.
3. Seleccionar Insertar: icono de un muro con una estrella en la parte externa.
4. Ir con el mouse al área de trabajo y apretar el lado izquierdo del mouse en el punto de inserción.
5. Para insertar las coordenadas numéricamente, asignarlas en la sección Estado obra que aparece cuando se selecciona el comando Modificar.
6. Presionar el botón Aplicar.

Para modificar la posición de un muro, seleccionar el comando Modificar (icono central) y colocarse sobre el muro que se desea mover. Asignar la nueva posición en la sección Estado obra de la parte inferior del panel.

Para borrar un muro seleccionar Borrar y colocarse sobre el muro a eliminar: cuando el mouse cambia de forma, confirmar con un clic con el lado izquierdo.

Anclajes

Para incorporar anclajes en el talud hacer lo siguiente:

1. Definir los tipos de [Anclajes](#)^[31] en la ficha Obras de refuerzo-Definición de obras.
2. Seleccionar el tipo a insertar en el panel lateral Obras de refuerzo.
3. Seleccionar Insertar: icono de un anclaje con una estrella en la cabeza.
4. Ir al área de trabajo e insertar el anclaje.
5. Para insertar las coordenadas numéricamente, asignarlas en la sección Estado obra que aparece cuando se selecciona el comando Modificar.
6. Presionar el botón Aplicar.

Para modificar la posición de un anclaje, seleccionar el comando Modificar (icono central) y colocarse sobre el anclaje que se desea mover. Asignar la nueva posición en la sección Estado obra de la parte inferior del la ficha.

Para borra un anclaje seleccionar Borrar y colocarse sobre el anclaje a eliminar: cuando el mouse cambia de forma, confirmar haciendo clic con el lado izquierdo.

Pilotajes

Para incorporar pilotes hacer lo siguiente:

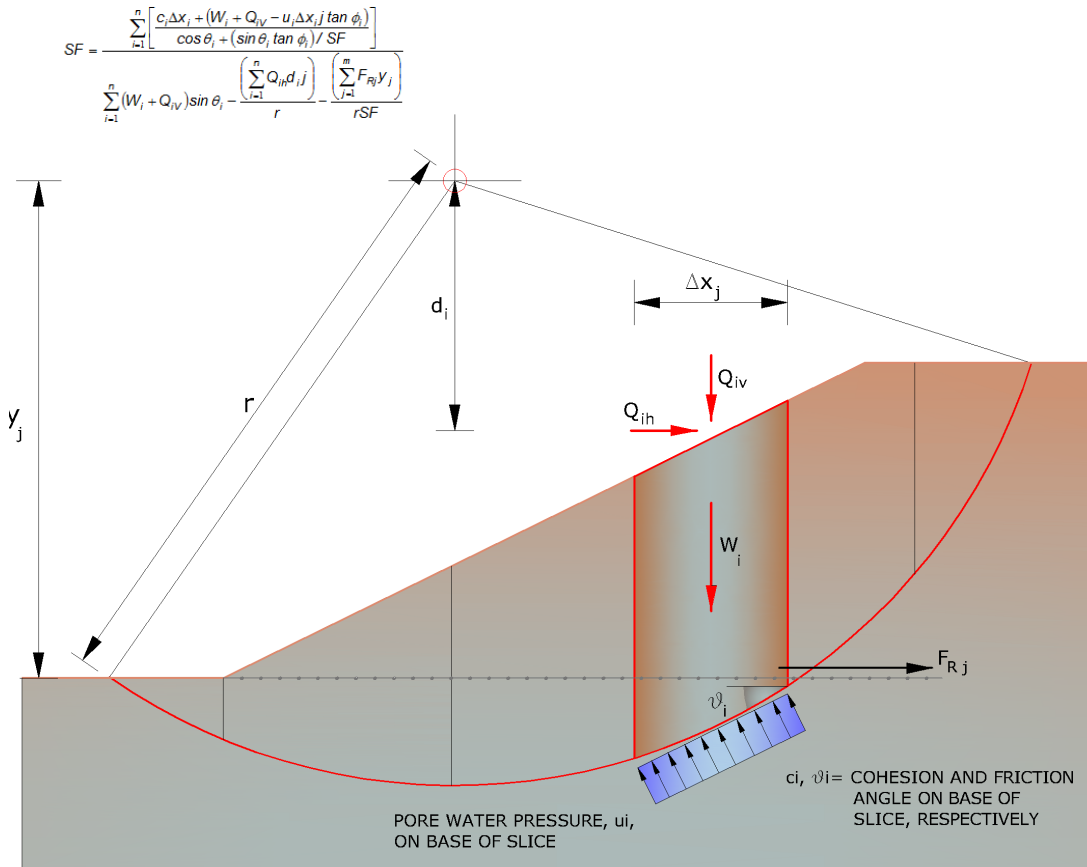
1. Definir los tipos de [Pilotajes](#)^[30] en el panel Obras de refuerzo-Definición de obras.
2. Seleccionar el tipo a insertar en el panel lateral Obras de refuerzo.
3. Seleccionar Insertar: icono de un pilote con una estrella en la cabeza.
4. Ir al área de trabajo e insertar el pilote.
5. Para insertar las coordenadas numéricamente, asignarlas en la sección Estado obra que aparece cuando se selecciona el comando Modificar.
6. Presionar el botón Aplicar.

Para modificar la posición de un pilote, seleccionar el comando Modificar (icono central) y colocarse sobre el pilote que se desea mover. Asignar la nueva posición en la sección Estado obra de la parte inferior dell panel.

Para eliminar un pilote seleccionar Borrar y colocarse sobre el pilote a eliminar: cuando el mouse cambia de forma, confirmar haciendo clic con el lado izquierdo.

1.15.1 Elemento de refuerzo

El elemento de refuerzo (generalmente geotextiles) se coloca en el terreno para dar más resistencia al deslizamiento a una potencial superficie de rotura. Véase la figura:



Haciendo clic en el comando ► "Elemento de Refuerzo"

Elemento de refuerzo

Recalcular posición Distribuir Aplicar OK Deshacer

Comando Database

| Nr | D.B. | Descripción | X (m) | Y (m) | Longitud (m) | Longitud fachada (L.F) (m) | Longitud doblez (m) | Inclinación (°) | Tallow (kN) | Ángulo rozam. terreno refuerzo (°) | Coefficiente Pullout | Activado | Color |
|----|---------------------|---------------|-------|-------|--------------|----------------------------|---------------------|-----------------|-------------|------------------------------------|----------------------|-------------|-------|
| 1 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 2.96 | 6.56 | 7 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 2 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 4.158 | 7.354 | 6 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 3 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 5.36 | 8.15 | 8 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 4 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 6.56 | 8.95 | 6.9 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 5 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 7.76 | 9.75 | 5.8 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 6 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 8.96 | 10.55 | 7.5 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 7 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 10.17 | 11.36 | 6.5 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 8 | XGrid PET PVC 40/30 | Xgrid PET PVC | 11.37 | 12.15 | 7.5 | 0.8 | 1 | 33.64 | 23.55 | 32 | 1 | 1-Activado | Red |
| 9 | XGrid PET PVC 80/30 | XGrid PET PVC | 12.57 | 12.95 | 9 | 0.8 | 1 | 33.64 | 47.11 | 32 | 1 | 0-Desactiva | Blue |
| 10 | XGrid PET PVC 80/30 | XGrid PET PVC | 13.77 | 13.75 | 10 | 0.8 | 1 | 33.64 | 47.11 | 32 | 1 | 1-Activado | Blue |
| 11 | XGrid PET PVC 80/30 | XGrid PET PVC | 14.98 | 14.55 | 10 | 0.8 | 1 | 33.64 | 47.11 | 32 | 1 | 1-Activado | Blue |

Características geométricas

Características de resistencia

Seleccionar una fila de la tabla, correr la ventana, colocarse con el cursor sobre el punto de inserción

Aplicar OK Deshacer

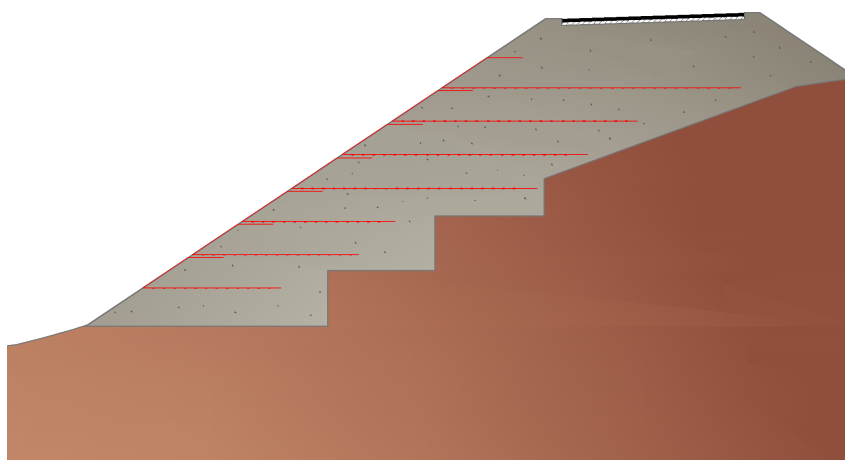
aparece una tabla en la cual se deben definir las características geométricas y de resistencia del elemento.

Si en vez de engancharse al perfil del terreno, el elemento de refuerzo apareciese en otro lugar a lo largo de su eje horizontal, insertando el flag se puede recalcular la posición y usando primero el botón "Aplicar" y después "Ok", automáticamente el software colocará el elemento en la posición correcta. Además se le puede dar un color y activarlo o desactivarlo según las necesidades de cálculo

Generalmente para estabilizar los terraplenes de carretera (ver figura) se utiliza la técnica de tierra reforzada. El modelado se puede hacer de la siguiente manera:

Usando el comando "Distribuir" aparece una ventana que solicita el número de elementos a añadir, o sea cuantos son los refuerzos que se deben distribuir en el perfil del talud. Una vez indicado este valor numérico, el software coloca todos los refuerzos con características geométricas conocidas.

El usuario podrá en cualquier momento modificar las características de los refuerzos y para confirmar dichos cambios deberá hacer clic en "Aplicar" y después en "Ok".



1.15.2 Tipologías muros


En esta fase se definen los diferentes tipos de muros de contención a insertar en el perfil del talud.

Pinchando la voz Muros de la ficha Obras de refuerzo-Definición de obras se muestra la ventana de los Tipos de muro. Para definir un nuevo tipo de muro pulsar el botón Nuevo, asignar los datos geométricos y el peso específico requerido.

Para modificar una tipología que ya existe basta seleccionarla haciendo pasar los varios tipos con el botón Siguiente y efectuar los cambios deseados. En la entrada de

los datos se prevé la opción de considerar o no la flexibilidad de la obra (*Flexible (0)*, *Rígido (1)*).

Se consideran rígidas las obras en hormigón armado, mientras obras como muros de gaviones o de piedra se consideran flexibles. Cuando se trata de obras flexibles se debe asignar la tensión tangencial de la obra en la unidad de medida especificada. En este caso, de hecho, para el cálculo del F_s se consideran también las superficies de deslizamiento que cortan la obra y se toma en cuenta la resistencia de la misma al deslizamiento. Si se inserta una obra de contención rígida, las superficies de deslizamiento se excluyen automáticamente del cálculo y como efecto estabilizador se considera solo el peso de la obra.

 Nota:

Con la introducción de un muro en el talud el software modifica automáticamente el perfil del talud, adaptándolo a la geometría del muro. Si no se desea el cambio automático del perfil se debe desactivar la opción que se encuentra en la parte inferior izquierda de la ventana de diálogo.

1.15.3 Pilotajes

La selección de este comando (haciendo clic en la voz Pilotajes de la ficha Obras de refuerzo-Definición de obras) muestra una ventana de diálogo donde se requieren los siguientes datos:

Nº: número de orden del pilotaje

Descripción: texto de identificación del pilotaje seleccionado por el usuario

Longitud: indicar la longitud del pilote

Diámetro: indicar el diámetro del pilote

Intereje: indicar el intereje transversal de los pilotes

Inclinación: indicar el ángulo de inclinación del eje del pilote respecto a la horizontal

Resistencia al corte: indicar el valor de la tensión tangencial resistente de la sección del pilote. Este parámetro se considera solo cuando se selecciona la tensión tangencial como método de estabilización (ver punto sucesivo).

Método de estabilización: seleccionar, entre las dos opciones que se proponen, la forma como interviene el pilotaje en la estabilidad del talud: el método de la tensión tangencial, con el cual si se intercepta el pilote, este opone una resistencia igual al

esfuerzo de corte resistente de la sección; o sino el método de la carga última, con el cual se considera como esfuerzo resistente, la carga límite horizontal de la interacción entre los pilotes y el terreno lateral en movimiento, función del diámetro y del intereseje entre los pilotes. Para información sobre la evaluación de la reacción del terreno con el método Broms consultar la bibliografía.

Con el método de la carga última se debe asignar el momento de rotura (M_y) de la sección.

⊕ Cálculo automático M_y

El programa efectúa automáticamente el cálculo de M_y para diámetros predefinidos de pilote y de armaduras, los cuales se pueden seleccionar en el menú en cascada que aparece después de haber presionado el botón M_y . El valor del momento de rotura es necesario cuando se selecciona el método de la carga última como mecanismo de resistencia del pilote en la estabilidad de la vertiente. A este último se le puede asignar un factor de seguridad, el cual será aplicado por el programa al calcular la resistencia que presenta el pilote frente al deslizamiento.

1.15.4 Anclajes

El comando muestra una ventana de diálogo donde se requieren los siguientes datos:

N.º : número progresivo de la tipología.

Descripción: descripción de la obra.

N.º. Serie / Espaciado: una tipología puede estar formada por uno o más anclajes: en el primer caso digitar 1 En presencia de una serie de anclajes o clavos se puede indicar el número y el intervalo separados por "/". En este último caso el programa genera una serie de n anclajes con las mismas características.

Ejemplo: *10/0.5 equivale a una serie de 10 anclajes distanciados por espacios de 0.5 m.*

El resto de las medidas son necesarias para establecer la geometría del elemento estructural.

Las tipologías contempladas son 3: Anclaje activo, Anclaje pasivo y Soil Nailing y a cada una se debe asignar la resistencia última de la obra. Cada uno de estos tipos influye en la estabilidad según los siguientes casos:

Caso 1

La superficie de deslizamiento no intercepta el anclaje (ni la longitud libre, ni la cimentación); en este caso no se considera ninguna contribución a la resistencia

Caso 2

Se intercepta el anclaje en la longitud libre, por lo tanto la cimentación queda anclada en la parte estable: el tesado se considera como acción resistente al 100% y, en la base de la rebanada que lo intercepta, se inserta una fuerza igual al tiro. Sucesivamente esta fuerza se descompone en los componentes normal y tangencial y este último se incluye como ayuda a la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento.

Caso 3

Se intercepta el anclaje en la cimentación, por lo que la cimentación entra en función solo en la longitud resistente más allá de la superficie de deslizamiento: el tesado, en este caso, se considera como un porcentaje resultado de la relación entre la longitud resistente y la longitud de la cimentación. Por lo tanto la acción se trata con en el caso anterior.

En los casos 2 y 3, el tesado se refiere a una sección de profundidad unitaria (dimensión ortogonal a la sección del talud) en función del intereje longitudinal (se multiplica por el intereje).

Note:

Aún cuando se trate de una serie, se debe siempre asignar la resistencia última de cada anclaje o clavo.

Note sobre las obras:

Para las obras activas el componente resistente de la obra a lo largo del plano de desplazamiento se sustrae a las fuerzas motrices (Driving Force).

Para las obras pasivas el componente resistente de la obra a lo largo del plano de desplazamiento se suma a las fuerzas resistentes (Resisting Force).

Consolidación con la técnica del Soil-Nailing

La técnica de refuerzo de terrenos por medio del claveteado denominada "soil-nailing" consiste en armar el terreno con refuerzos para que pueda absorber las fuerzas que por sí mismo no sería en grado de soportar.

El sistema de refuerzo es de tipo pasivo; el terreno adyacente al refuerzo, al momento de la instalación, prácticamente no tiene solicitaciones.

Resistencia

La resistencia al desprendimiento del claveteado en la interfaz lechada-terreno se puede calcular con el método de Bustamante.

1.15.4.1 Soil nail

Método de cálculo del sistema Soil nailing

Una de las herramientas de estabilización de taludes es el soil nailing.

El dimensionado de las barras de acero (comprobación interna) se efectúa suponiendo unas dimensiones de prueba y comprobando que:

- Las barras no se rompan por tracción como consecuencia del tesado asignado;
- Las barras no se desprendan de la lechada por falta de adherencia;
- El terreno circunstante a la barra no se rompa por falta de adherencia.

El parámetro de seguridad (FOS) se define como a continuación:

FOS = Fuerza Disponible / Fuerza Necesaria

Para estimar los valores máximos de resistencia se pueden utilizar las relaciones propuestas en la literatura por *Hausmann (1992)* y *MGSL Ltd (2006)*

Máxima fuerza de tracción admisible de la barra de acero:

$$T_a = (\cdot f_y) \cdot (d - 4)^2 \cdot / 4 \quad \text{Eq (5.8)}$$

donde:

- = factor de reducción de la tensión establecido en la norma
- f_y = tensión del límite elástico del acero,
- d = diámetro de la barra de acero

Máxima fuerza admisible entre acero y lechada

$$[(f_{cu})^{1/2}] \cdot (d - 4) \cdot Le / SF \quad \text{Eq (5.9)}$$

donde:

- = 0.5 para barras de tipo 2 normativa standard
australian, establecido en la norma
- f_{cu} = resistencia de la lechada de cemento a 7 días
- SF = factor de seguridad adoptado (según la norma),
- Le = longitud efectiva anclaje

Máxima fuerza admisible entre el terreno y la lechada:

$$[(DC' + 2DK \tan \delta) \cdot Le] / SF \quad \text{Eq (5.10)}$$

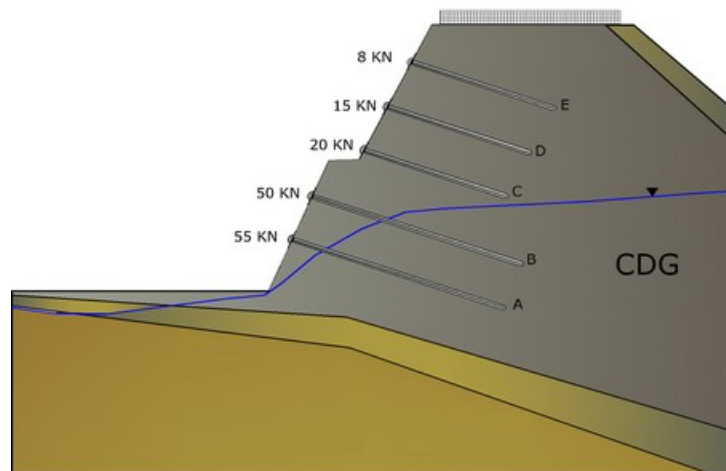
donde

- D = diámetro del agujero en el terreno
- C' = cohesión efectiva del terreno,,
- K = coeficiente de presión lateral (α = ángulo de inclinación) = $1 - (\alpha / 90)$
($1 - K_0$) = $1 - (\alpha / 90) (\sin \alpha)$
- δ = tensión efectiva vertical del terreno calculada en la profundidad promedio de refuerzo
- = ángulo de rozamiento del terreno.

Ejemplo de cálculo

Hipótesis de cálculo

Se conocen los siguientes parámetros de la sección crítica del talud inestable representado en la figura:



| | |
|--------------|--|
| Tipo Terreno | CDG (granito completamente descompuesto), |
| c' | 5kPa, |
| γ | 20 kN/m ³ , |
| ϕ' | 38° |
| D | 0,1 m, diámetro de los agujeros en el suelo; |
| α | 15°, ángulo de inclinación de la barra: |
| γ_w | 9.81kN/m ³ , peso específico del agua |

| Soil nailing | Longitud de la barra (m) | Diámetro de la barra (mm) | Distancia horizontal entre barras (m) | La (m) | Le (m) | Fuerza por metro de anchura (kN) | Fuerza requerida Tr (kN) |
|--------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------|--------|----------------------------------|--------------------------|
| E | 8,0 | 25 | 2 | 4,70 | 3,30 | 8,00 | 16,00 |
| D | 8,0 | 25 | 2 | 4,20 | 3,80 | 15,00 | 30,00 |
| C | 8,0 | 25 | 2 | 3,70 | 4,30 | 20,00 | 40,00 |
| B | 12,0 | 32 | 2 | 3,80 | 8,20 | 50,00 | 100,00 |
| A | 12,0 | 32 | 2 | 2,30 | 9,70 | 55,00 | 110,00 |

Datos de cálculo

Los factores de seguridad mínimos establecidos en la norma aparecen en la tabla:

| Modalidad de rotura | Factor de seguridad mínimo (normativa) |
|--|--|
| Rotura por tracción de la barra de acero | $f_{max} = 0,5 f_y$ |
| Desprendimiento entre lechada y barra de acero | 3 |
| Rotura por corte del terreno contiguo | 2 |

Resistencia a tracción de la barra de acero

$f_y = 460$ Mpa (tensión del límite elástico del acero);

$\cdot f_y = 0,5 f_y = 230$ Mpa (máximo esfuerzo de tracción del acero).

Fuerza de tracción máxima de la barra de acero

$$T_a = (\cdot f_y) \cdot (d - 4)^2 \cdot / 4$$

| Soil nailing | Longitud de la barra (m) | Diámetro de la barra (mm) | Distancia horizontal entre barras (m) | Fuerza per metro de anchura (KN) | Fuerza requerida (KN) | Máxima fuerza de tracción admisible (KN) | Check ($T_a > T_r$) |
|--------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|--|-----------------------|
| E | 8,0 | 25 | 2,0 | 8,0 | 16,0 | 79,66 | ok |
| D | 8,0 | 25 | 2,0 | 15,0 | 30,0 | 79,66 | ok |
| C | 8,0 | 25 | 2,0 | 20,0 | 40,0 | 79,66 | ok |
| B | 12,0 | 32 | 2,0 | 50,0 | 100,0 | 141,62 | ok |
| A | 12,0 | 32 | 2,0 | 55,0 | 110,0 | 141,62 | ok |

Tabla de cálculo de la resistencia a tracción de la barra de acero

Desprendimiento entre acero y lechada

$f_{cu} = 32$ Mpa, resistencia cúbica de la lechada a 28 días

$b = 0.5$ para barras tipo 2 (deformables),

SF = 3, factor de seguridad

Fuerza máxima admisible entre lechada y barra de acero:

$$[(f_{cu})^{1/2}] \cdot \cdot (d - 4) \cdot Le / SF$$

Le = longitud efectiva de la barra,

| Soil nailing | Longitud de la barra (m) | Diámetro de la barra (mm) | Distancia horizontal entre barras (m) | Longitud libre L_a (m) | Longitud efectiva (m) | Fuerza per metro de anchura (KN) | Fuerza requerida (KN) | Máxima fuerza de tracción admisible (KN) | Check ($T_{max} > T_r$) |
|--------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|--|---------------------------|
| E | 8,0 | 25 | 2,0 | 4,70 | 3,30 | 8,0 | 16,0 | 205,26 | ok |
| D | 8,0 | 25 | 2,0 | 4,20 | 3,80 | 15,0 | 30,0 | 236,36 | ok |
| C | 8,0 | 25 | 2,0 | 3,70 | 4,30 | 20,0 | 40,0 | 267,46 | ok |

| | | | | | | | | | |
|---|------|----|-----|------|------|------|-------|--------|----|
| B | 12,0 | 32 | 2,0 | 3,80 | 8,20 | 50,0 | 100,0 | 680,06 | ok |
| A | 12,0 | 32 | 2,0 | 2,30 | 9,70 | 55,0 | 110,0 | 804,46 | ok |

Tabla de cálculo: comprobación del desprendimiento entre barra de acero y lechada

Falta de adherencia entre lechada y terreno

$$T_f = (DC' + 2DK \sigma_v' \tan \alpha) \times L_e \text{ (Fuerza producida entre lechada y terreno),}$$

$$K = 1 - (\alpha / 90) (1 - K_0) = 1 - (\alpha / 90) (\sin \alpha), \text{ factor de inclinación,}$$

Granito completamente descompuesto (CDG) con $K = 0.897$

$$T_f = (DC' + 2DK \sigma_v' \tan \alpha) \times L_e = (1.571 + 0.14 \sigma_v') \times L_e = (1.571 + 0.140 \sigma_v')$$

| Soil nailing | Zona resistente | | |
|--------------|--|---|-------|
| | Longitud efectiva en la capa CDG (m) Le | Profundidad del punto medio de la longitud efectiva | |
| | | Capa CDG | |
| | | CDG | WATER |
| E | 3,30 | 3,40 | 0,00 |
| D | 3,80 | 5,30 | 0,00 |
| C | 4,30 | 7,20 | 0,00 |
| B | 8,20 | 9,70 | 1,40 |
| A | 9,70 | 9,40 | 3,00 |

Tabla de cálculo: Características geométricas de las barras de acero

| Soil nailing | Tensión vertical efectiva | Resistencia producida Tf (kN) | Resistencia total producida Tf (kN) | Fuerza requerida Tr (kN) | F.O.S. Tf/Tr | Check (F.O.S.) > 2 |
|--------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------|--------------------|
| | σ_v' (kPa) | | | | | |
| | CDG | CDG | | | | |
| E | 68.00 | 36.65 | 36.65 | 16.00 | 2.29 | OK |
| D | 106.00 | 62.45 | 62.45 | 30.00 | 2.08 | OK |
| C | 144.00 | 93.58 | 93.58 | 40.00 | 2.34 | OK |
| B | 180.27 | 220.16 | 220.16 | 100.00 | 2.20 | OK |
| A | 158.57 | 230.92 | 230.92 | 110.00 | 2.10 | OK |

Tabla de cálculo: Comprobación de rotura por falta de adherencia entre lechada y terreno

1.15.5 Obra Genérica

Se puede definir una obra genérica usando el comando Polígono.

Hacer como sigue:

1. Seleccionar el objeto Polígono y asignar los vértices.
2. Terminado de asignar los vértices, apretar el lado derecho del mouse.
3. En la sección Atributos seleccionar la opción "Tratar este polígono como un material" y asignar las Características del material.

Para mover los vértices del polígono se debe utilizar el comando Selección e ir con el mouse sobre un vértice a modificar, hacer clic en ese punto y, manteniendo presionando el mouse, llevarse el vértice hasta la nueva posición. Para salir del comando presionar la tecla Esc del teclado.

Para Borrar el polígono seleccionarlo con el comando Selección y apretar la tecla Del del teclado.

Con la obra genérica se pueden representar múltiples casos (lentes, cuerpos rígidos, trincheras drenadas, excavaciones, etc.)

1.15.6 Suelo reforzado

El suelo reforzado también puede introducirse como obra de consolidación; para su definición se requieren datos relativos a las dimensiones geométricas de la obra (altura del suelo reforzado, distancia entre las rejillas y anchura de la base); datos referentes a los parámetros geotécnicos del material de relleno (peso específico, ángulo de fricción) y los relativos a la resistencia de la rejilla de refuerzo. Para esto último, el programa propone geomallas ampliamente utilizadas en la industria con las características de resistencia pertinentes. Para los suelos reforzados, es posible definir diferentes tipos utilizando el botón Nuevo y/o desplazarse por los existentes y modificarlos utilizando el botón Siguiente.

Cada tipo definido, cuando se inserta, se adapta a la pendiente del perfil en el punto de inserción, por lo que si desea asignar una determinada pendiente al suelo reforzado, primero debe asignar esta pendiente a la sección del perfil en la que inserta

la obra. El efecto estabilizador de esta intervención en el talud viene determinado por el peso del suelo de relleno, la resistencia a la fricción desarrollada en las bandas y la resistencia a la tracción de la armadura. En cualquier caso, la resistencia introducida en el cálculo de la estabilidad se evalúa sobre la longitud "efectiva" de la armadura, es decir, sobre la parte de la geomalla que no se ve afectada por la superficie de deslizamiento.

1.16 Herramientas

CIRCULO

Seleccionar el comando Círculo, colocarse en el área de trabajo y hacer clic en el primer punto de inserción y después, manteniendo presionado el mouse, colocarse en el segundo punto del círculo a insertar. Hacer clic para terminar la inserción. El círculo dibujado aparecerá en la vista preliminar y en la impresión gráfica.

Modificar círculo: Para modificar un círculo elegir antes el comando Selección y trasladarse con el mouse sobre el círculo. Haciendo clic con el lado derecho aparece la ventana Propiedades círculo.

Trasladar círculo: para colocar el objeto en otro lugar elegir el comando Selección, hacer clic sobre la figura y, manteniendo apretado el mouse, trasladarla hacia la nueva posición. Para salir del comando hacer clic de nuevo en el comando Selección o apretar Esc en el teclado.

Borrar círculo: para borrar el objeto escoger el comando Selección, hacer clic sobre la figura y apretar la tecla Del.

LINEA

Seleccionar el comando Línea, colocarse en el área de trabajo, hacer clic con el mouse en el primer punto de inserción y, manteniendo apretado el mouse, colocarse en el segundo punto de inserción y hacer clic con el lado izquierdo. Para terminar, apretar el lado derecho del mouse.

La línea dibujada aparece en la vista preliminar y en la impresión gráfica..

Modificar línea: Para modificar una línea elegir antes el comando Selección y trasladarse con el mouse sobre la línea en cuestión. Haciendo clic con el lado derecho aparece la ventana Propiedades.

Trasladar línea: para colocar la línea en otro lugar elegir el comando Selección, hacer clic sobre la figura y, manteniendo apretado el mouse, trasladarla hacia la nueva posición. Para salir del comando hacer clic de nuevo en el comando Selección o apretar Esc en el teclado.

Borrar línea: para borrar una línea elegir el comando Selección, hacer clic sobre la figura y apretar la tecla Del.

POLIGONO

Seleccionar el comando Polígono, colocarse en el área de trabajo y hacer clic con el mouse en el primer punto de inserción, después proseguir haciendo clic para los vértices siguientes y presionar el lado derecho para terminar la inserción. El polígono dibujado aparecerá en la vista preliminar y en la impresión gráfica.

Modificar polígono: Para modificar un polígono elegir antes el comando Selección y trasladarse con el mouse sobre el vértice del polígono a modificar, hacer clic en dicho punto y, teniendo apretado el mouse, llevar el vértice a la nueva posición. Para salir del comando apretar la tecla Esc. Haciendo clic con el lado derecho aparece la ventana Propiedades polígono.

Borrar polígono: para borrar el objeto escoger el comando Selección, hacer clic sobre la figura y apretar la tecla Del.

RECTANGULO

Seleccionar el comando Rectángulo, colocarse en el área de trabajo, hacer clic con el mouse en el primer punto de inserción y, manteniendo apretado el mouse, colocarse en el segundo punto de inserción y hacer clic con el lado izquierdo. El rectángulo dibujado aparece en la vista preliminar y en la impresión gráfica.

Modificar rectángulo: elegir el comando Selección y colocarse con el mouse sobre un vértice del rectángulo de interés, hacer clic en ese punto y, manteniendo apretado

el mouse, trasladar el vértice del rectángulo hacia la nueva posición. Para salir del comando presionar la tecla Esc.

Haciendo clic con el lado derecho aparece la ventana Propiedades polígono.

Borrar rectángulo: para borrar un rectángulo elegir el comando Selección, hacer clic sobre la figura y apretar la tecla Del.

TEXTO

Seleccionar el comando Texto, colocarse en el área de trabajo, hacer clic en el punto de inserción, presionando el mouse moverse para definir la dimensión de la casilla de texto y hacer clic de nuevo. Escribir el texto en la ventana que se muestra. Para modificar las características de la fuente hacer doble clic en la figura de la fuente. El texto aparecerá en la vista preliminar y en la impresión gráfica

Modificar texto: con el comando Selección, colocarse dentro del área de selección y apretar el lado derecho del mouse: aparece la ventana de edición donde se puede escribir un texto nuevo o modificar el anterior.

Borrar texto: para borrar el texto elegir el comando Selección, hacer clic sobre la figura y apretar la tecla Del.

IMAGENES RASTER

El software da la posibilidad de insertar imágenes raster con su relativa reducción de escala. A la imagen visualizada en la hoja de trabajo se le pueden atribuir sus dimensiones reales usando el comando Calibrar, o sea que la distancia medida entre dos puntos corresponde a la distancia real.

Insertar: Se requiere un archivo de imagen a insertar, contemporáneamente aparece la ventana que se muestra en esta figura:

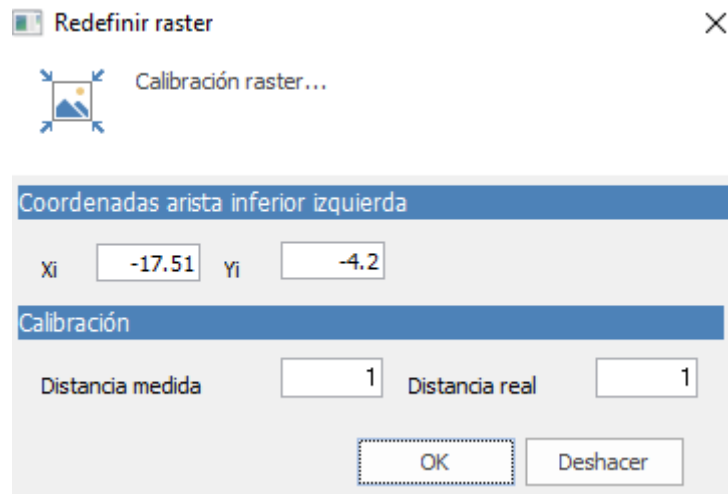


Figura 4.14.6.1 - Ventana de pendiente para el calibrado de imágenes

Esta ventana queda en primer plano para que el usuario pueda medir, con la herramienta distancia, la distancia entre dos puntos de la imagen (en Distancia medida). En Distancia real indicar la distancia real entre dos puntos.

Para calibrar la imagen después de haberla insertado, hacer lo siguiente: seleccionar la imagen con la herramienta Selección, seleccionar Calibración raster con el lado derecho del mouse, calibrar la imagen de interés.

Eliminar una imagen raster: seleccionar la imagen con la herramienta Selección, seleccionar Eliminar con el lado derecho del mouse o usar DEL con el teclado. Para borrar todas las imágenes usar el comando Borrar.

1.17 Cálculo

En este menú se encuentran todos los comandos y las opciones que tienen que ver con el cálculo y la visión de los resultados:

Congruencia datos: Efectúa un análisis de los datos introducidos; el control verifica solo la falta de parámetros en el input.

[Opciones de análisis](#)^[44]: Seleccionar entre las diferentes condiciones de análisis propuestas.

Método de cálculo: Seleccionar con cuál método efectuar el cálculo Fellenius, Bishop, Janbu etc. Para más información sobre los métodos de cálculo véase [Métodos de cálculo](#)^[47].

Back Analysis: Efectúa el back analysis con el método de Janbu. Este tipo de análisis vale solo para terrenos homogéneos y para las superficies de deslizamiento de forma cualquiera asignadas por el usuario. Con el cálculo se obtiene un gráfico que presenta los parámetros cohesión y ángulo de resistencia al corte que dan un factor de seguridad igual a 1.

[Tipo de cálculo](#)^[45]

Ejecutar análisis: Este comando efectúa el cálculo de estabilidad con el método seleccionado por el usuario.

Recalcular: Este comando calcula el factor de seguridad de una superficie de deslizamiento circular ya examinada.

Para utilizar esta opción hacer lo siguiente:

1. Seleccionar el comando Recalcular del menú Cálculo, o hacer clic en la barra Recalcular.
2. Introducir las coordenadas X_0 , Y_0 del centro y el valor del radio de la superficie (para cada valor confirmar con Enter).
3. Confirmando con la tecla Enter, el programa hace el cálculo y muestra en la pantalla el factor de seguridad y datos geométricos de la superficie recién examinada.

Análisis Dinámico: Con este comando se puede efectuar el cálculo en condiciones dinámicas. Para abrir el módulo QSIM es necesario antes llevar a cabo un primer análisis en condiciones pseudo-estáticas y, una vez individuada la superficie a examinar o aquella con el factor de seguridad más bajo según el programa, ejecutar el comando.

La apertura de una ventana de diálogo permitirá al usuario importar un acelerograma o hacer que el programa lo genere. Con el comando Análisis de acelerograma el software comienza el cálculo, recorriendo el acelerograma y evalúa los desplazamientos y la velocidad de movimiento de toda la masa potencialmente inestable. Los deslizamientos nulos se asocian a condiciones de estabilidad, aún con del sismo que genera el acelerograma considerado: en concreto, la aceleración en el

suelo no supera nunca la aceleración crítica que provoca el movimiento. Por el contrario, los desplazamientos cuantiosos indican que se supera dicha aceleración e indican por lo tanto masas inestables en presencia de sismo. Para la teoría usada en la generación del acelerograma se puede consultar el manual del módulo QSIM.

[Mostrar factor de seguridad](#) ⁵²

[Gráficos tensiones](#) ⁵³

Pilotajes: La selección de este comando muestra una ventana donde, para cada superficie analizada, aparece la posición de inserción del pilote, la carga última horizontal y la porción del pilote en la cual se examina la reacción del terreno resistente con la formación de un gozne plástico en el punto de intersección de la superficie de deslizamiento con el pilote. Obviamente el programa da esta información solo cuando, en la definición del pilotaje, se ha seleccionado como método de estabilización el de carga última de Broms o T. Ito & T. Matsui.

1.17.1 Opciones de análisis

Condición drenada o sin drenaje: seleccionar la primera opción para un análisis en términos de tensiones eficaces, la segunda en términos de tensiones totales. Cuando se elige el análisis sin drenaje, el programa, al momento de calcular, usa el peso saturado y la cohesión no drenada c_u . Si en cambio se elige el análisis con drenaje, entonces se usan los parámetros c y ϕ con el peso específico natural.

Condiciones de exclusión: Excluye del análisis aquellas superficies cuyos puntos de intersección cuesta arriba y cuesta abajo caigan dentro del mismo segmento de perfil, o en todo caso, aquellas para las cuales dichas intersecciones caigan dentro de la distancia especificada (Excluir las superficies con intersección a menos de...).

Función de Morgenstern y Price: Para el análisis de estabilidad con el método de Morgenstern y Price se pueden elegir diferentes tendencias de la función de distribución de las fuerzas de interfaz. Puede ser: constante - trapecio - sinusoidal.

Parámetro de Janbu: Para el análisis con el método de Janbu, el usuario puede asignar el valor deseado a este parámetro.

Método DEM: Con el método DEM es posible efectuar el análisis de estabilidad con redistribución de las tensiones.

1.17.2 Cálculo vinculado

Todas las opciones se refieren a superficies de forma circular.

Cálculo vinculado en un punto

Una vez asignada una malla centros, se examinan todas las superficies admisibles que pasan por un punto asignado por el usuario. Para utilizar el cálculo vinculado hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Vinculado en un punto.
2. Ir con el mouse al área de trabajo.
3. Leer las coordenadas en la esquina inferior izquierda y escribirlas en la casilla Coordenadas.
4. Modificar, si es necesario, las coordenadas del punto visualizadas en el panel Vínculos y presionar el botón Aplicar del mismo. Efectuar el cálculo.

Cálculo vinculado en dos puntos

En este caso no es necesaria la malla de los centros, de hecho el cálculo es automático y se examinan todas las superficies admisibles que pasan por los dos puntos asignados por el usuario y tangentes a una recta de inclinación variable entre 0° y 90° con incremento de 1° . Para utilizar el cálculo vinculado hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Vinculado en dos puntos.
2. Ir con el mouse al área de trabajo.
3. Leer las coordenadas en la parte inferior izquierda y escribirlas en la casilla Coordenadas.
4. Modificar, si es necesario, las coordenadas del punto visualizadas en el panel Vínculos y presionar el botón Aplicar de la misma. Repetir las operaciones 3 y 4 para el segundo punto y efectuar el cálculo.

Cálculo vinculado en tres puntos

En este caso no es necesaria la malla de los centros, de hecho el cálculo es automático y se examina la superficie que pasa por los tres puntos asignados por el usuario. Para utilizar el cálculo vinculado en tres puntos hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Vinculado en tres puntos.
2. Ir con el mouse al área de trabajo.
3. Leer las coordenadas en la parte inferior izquierda y escribirlas en la casilla Coordenadas.
4. Para cada punto (1, 2 y 3) confirmar las coordenadas con el botón Aplicar ubicado en el panel Vínculos.



El programa no efectúa el cálculo si no encuentra una superficie compatible con las indicaciones dadas.

Cálculo vinculado tangente a una recta

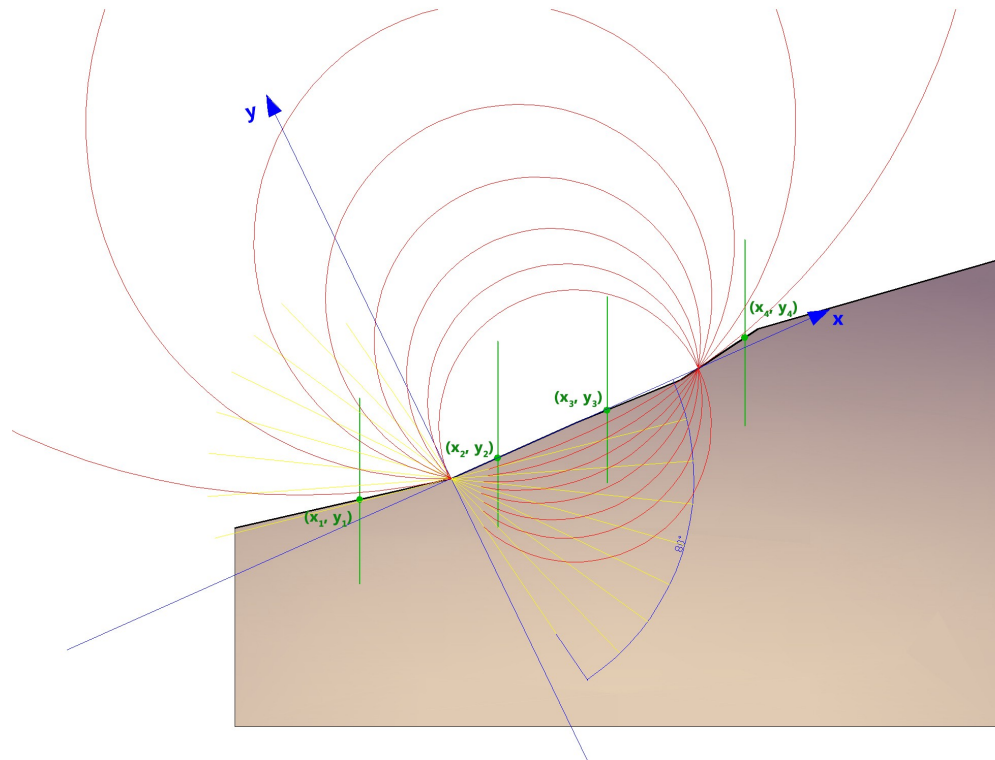
Una vez asignada una malla centros y una recta, se examinan todas las superficies admisibles tangentes a la recta que ha definido el usuario y que tiene su centro en la malla dada. Para utilizar el cálculo vinculado tangente a una recta hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Tangente a una recta.
2. Ir con el mouse al área de trabajo.
3. Leer las coordenadas en la parte inferior izquierda y escribirlas en la casilla Coordenadas.
4. Hacer clic en Aplicar del panel Vínculos, después seleccionar el punto 2 y confirmar las coordenadas del mismo.

Intervalo cuesta abajo

Permite examinar todas aquellas superficies cuya intersección con el talud cae en dos segmentos, uno cuesta abajo y uno cuesta arriba. Para utilizar esta opción hacer lo siguiente:

1. Seleccionar Intervalo cuesta abajo.
2. Ir con el mouse al área de trabajo.
3. Seleccionar las coordenadas de los cuatro puntos que definen los dos segmentos (los puntos 1 y 2 para el intervalo cuesta abajo, 3 y 4 para el de cuesta arriba). Cada coordenada se debe confirmar con el botón Aplicar del panel Vínculos.
4. Efectuar el análisis.



En el ejemplo, el valor de la apertura angular máxima es de 80° , mientras que el paso de variación angular es de aproximadamente 10° ; en amarillo son las líneas tangentes que limitan los círculos de ruptura calculados por el programa



El programa no efectúa el cálculo si no encuentra una superficie compatible con las indicaciones dadas

Vinculado en una serie de puntos

Permite examinar una serie de superficies vinculadas en una serie de puntos.

Introducir los vínculos en la tabla.

1.17.3 Métodos de cálculo

El método del equilibrio límite consiste en el estudio del equilibrio de un cuerpo rígido constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), estimada según

el criterio de rotura de Coulomb, y de esta comparación deriva la primer indicación sobre estabilidad, mediante el coeficiente de seguridad:

$$F_s = \tau_f / \tau$$

Entre los métodos del equilibrio último, algunos consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (Culman), otros, en ausencia de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas considerando el equilibrio de cada una (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

A continuación se discuten los métodos del equilibrio último de las rebanadas.

Fellenius (1927)

Con este método (válido solo para superficies de deslizamiento circulares) se pasan por alto las fuerzas entre las franjas y no se tienen en consideración las obras de refuerzo.

Bishop (1955)

Con este método (válido solo para superficies de deslizamiento circulares), no se omite ninguna de las fuerzas agentes en los bloques. Fue el primero en describir los problemas relacionados con los métodos convencionales.

Janbu (1956)

Janbu extendió el método de Bishop a superficies de deslizamiento de cualquier forma. Cuando se tratan superficies de deslizamiento de cualquier forma el brazo de las fuerzas cambia (en el caso de las superficies circulares es constante e igual al radio), por este motivo es mejor estimar la ecuación del momento con respecto a la arista de cada bloque

Morgenstern & Price (1965)

Se establece una relación, entre los componentes de las fuerzas de interconexión, del tipo $X = f(x)E$, donde $f(x)$ es un factor de escala y $f(x)$, que esta en funcion de la posición de E y de X, establece una relación entre las variaciones de la fuerza X y de la fuerza E en la masa deslizante. La función $f(x)$ se elige arbitrariamente (constante, senoide, semisenoide, trapecio, fraccionada) e influye poco sobre el resultado, pero se debe verificar que los valores obtenidos de las incógnitas sean físicamente aceptables.

Spencer (1967)

Las fuerzas de conexión a lo largo de las superficies de división de cada rebanada están orientadas paralelamente entre sí e inclinadas con respecto a la horizontal según el ángulo asignado q .

Bell (1968)

El equilibrio se da igualando a cero la suma de las fuerzas horizontales, la suma de las fuerzas verticales y la suma de los momentos con respecto al origen. Se adoptan las funciones de distribución de las tensiones normales.

Sarma (1973)

El método de Sarma es un simple pero minucioso método de análisis de estabilidad de taludes que permite determinar la aceleración sísmica horizontal necesaria para que la acumulación de terreno, delimitado por la superficie de deslizamiento y por el perfil topográfico, alcance el estado de equilibrio límite (aceleración crítica K_c) y, al mismo tiempo, permite obtener el usual factor de seguridad obtenido como con los otros métodos tradicionales de geotecnia.

Se trata de un método basado en el principio del equilibrio límite y de las franjas. Por lo tanto se considera el equilibrio de una masa potencial de terreno en deslizamiento subdividida en n franjas verticales de espesor suficientemente pequeño como para asumir que el esfuerzo normal N_i obra en el punto medio de la base de la franja.

Zeng y Liang (2002)

Zeng y Liang efectuaron una serie de análisis paramétricos en un modelo bidimensional, desarrollado según los elementos finitos, que recrea el caso de pilotes en un terreno en movimiento (drilled shafts). El modelo bidimensional reproduce una franja de terreno de espesor 1 y supone que el fenómeno se da en condiciones de deformación plana en dirección paralela al eje de los pilotes.

Dicho modelo ha sido utilizado para investigar la influencia que tienen en la formación del efecto arco, algunos parámetros como el intereseje entre pilotes, el diámetro y la forma de los mismos y las propiedades mecánicas del suelo. En la relación entre interesejes y el diámetro de los pilotes (s/d), los autores identifican el parámetro adimensional determinante en la formación del efecto arco.

El problema resulta ser estáticamente indeterminado, con un grado de indeterminación igual a $(8n-4)$, sin embargo es posible obtener una solución reduciendo el número de incógnitas y asumiendo hipótesis simplificadoras, con el fin de determinar el problema.

MÉTODO NUMÉRICO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

D.E.M. Element Discrete Method (1992)

Con este método el suelo se modela como una serie de elementos discretos, que a continuación llamaremos bloques, teniendo en cuenta la compatibilidad entre los mismos. A tal efecto cada bloque se conecta con los bloques adyacentes y con la base por medio de resortes (modelo de Winkler). Hay una serie de resortes en dirección normal a la superficie de contacto con el fin de simular la rigidez normal y otra serie en dirección tangencial para simular la resistencia al deslizamiento de la superficie de contacto. Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto de los resortes normales y transversales. Los resortes normales no ceden a la compresión, ceden solo a la tracción, con una capacidad de extensión máxima en caso de suelo cohesivo y nula para suelos sin cohesión.

Los resortes transversales ceden cuando se alcanza la máxima resistencia al corte y se hace necesario distinguir dos tipos diferentes de comportamiento: suelo frágil y suelo duro.



Los métodos de cálculo y las diferentes teorías se presentan en la Relación de cálculo.



Slope calcula usando un solo método a la vez. Es posible cambiar el método de cálculo y usar el comando Recalcular "Síntesis de cálculo" para recalculer la misma superficie.

1.17.4 Síntesis de cálculo

Efectuado el cálculo, se activa el panel Síntesis de cálculo en el cual se presentan sintéticamente los resultados del cálculo: número de superficies calculadas, factor de seguridad mínimo y máximo.

Recalcular: Este comando calcula el factor de seguridad de una superficie de deslizamiento circular ya examinada. Para utilizar esta opción seguir los siguientes pasos:

1. Elegir la superficie a recalcular con el comando Mostar factor de seguridad del menú Cálculo y presionar la tecla ESC para confirmar la posición de la superficie.
2. Indicar las coordenadas X_c , Y_c del centro y el valor del radio de la superficie (confirmar con Enter después de escribir cada valor).
3. Confirmar con Recalcular para que el programa efectúe el cálculo y muestre el factor de seguridad junto a los datos geométricos de la superficie apenas examinada.

Intervalos de visualización: Este comando permite subdividir por colores las superficies cuyo factor de seguridad cae en los intervalos de valor definidos por el usuario. La discretización de los intervalos puede ser automática eligiendo la opción que se encuentra en el panel, abajo a la derecha.

El usuario puede personalizar los intervalos eligiendo los límites inferior y superior (ej. 0-1,3) y sus correspondientes colores, o definir un gradiente de color. Para personalizar los intervalos se debe primero desactivar la opción Selección automática color intervalos de visualización y luego tocar Selección Color intervalos.

Una vez efectuado el cálculo y para ver las superficies con los diferentes colores, hacer clic en la barra de estado (barra gris debajo del área de trabajo) sobre Colores Superficies.

Vista

Malla centros: Muestra la malla de centros elegida por el usuario.

Mapa factores: Muestra, en la malla centros, los factores de seguridad de cada centro.

Mapa colores: Muestra el mapa a colores de los factores. Esta opción es útil para establecer si la malla centros seleccionada verifica todas las posibles superficies de deslizamiento compatibles con la posición de la misma y con la geometría del talud. La presencia de bandas de color bien definidas indica una correcta posición de la malla, mientras que, por el contrario, fuertes dispersiones de color indican al usuario que debería cambiar la malla.

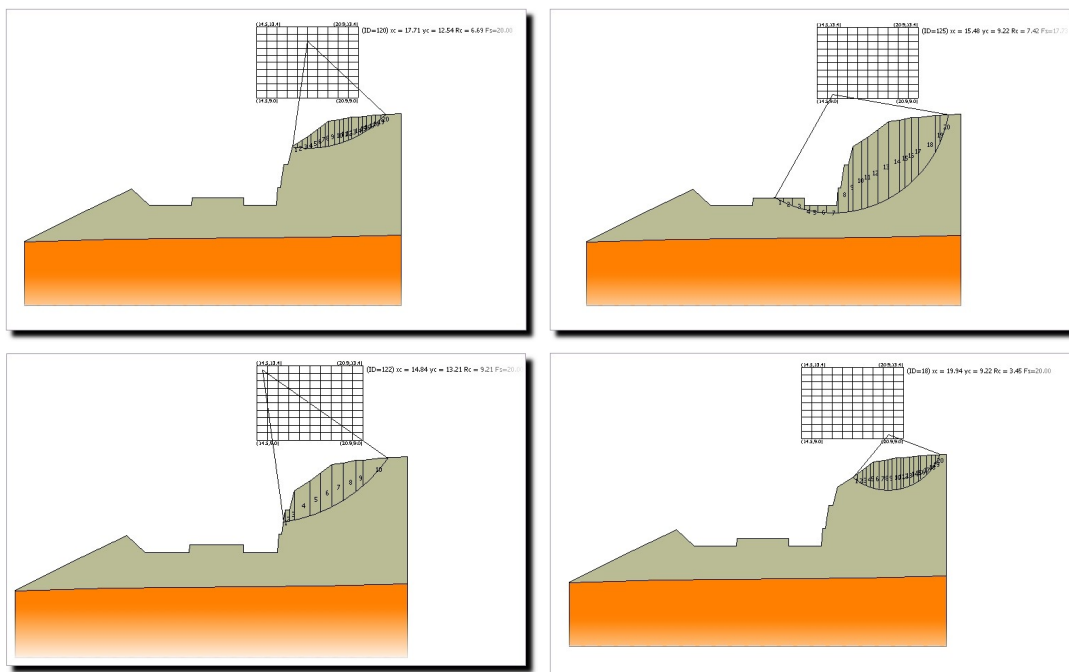
Isolíneas: Muestra, en la malla centros, las curvas que unen en puntos con el mismo factor de seguridad.

1.17.5 Mostrar factor de seguridad

Esta opción de cálculo se podrá seleccionar solo cuando se haya activado la opción de superficies de deslizamiento circulares Superficie Cilíndrica del menú Datos generales.

Para utilizar esta opción seguir como a continuación:

1. Después de efectuar el cálculo automático seleccionar, en el menú cálculo, el comando Mostrar factor de seguridad.
2. Colocarse con el mouse en la malla centros.
3. En la status bar (barra de color gris debajo del área de trabajo) aparecerá el factor de seguridad correspondiente a cada superficie de radio R_c y centro (X_c, Y_c) .
4. Para salir del comando presionar la tecla ESC.



Resultados obtenidos en la misma sección sobre cuatro superficies de deslizamiento calculadas

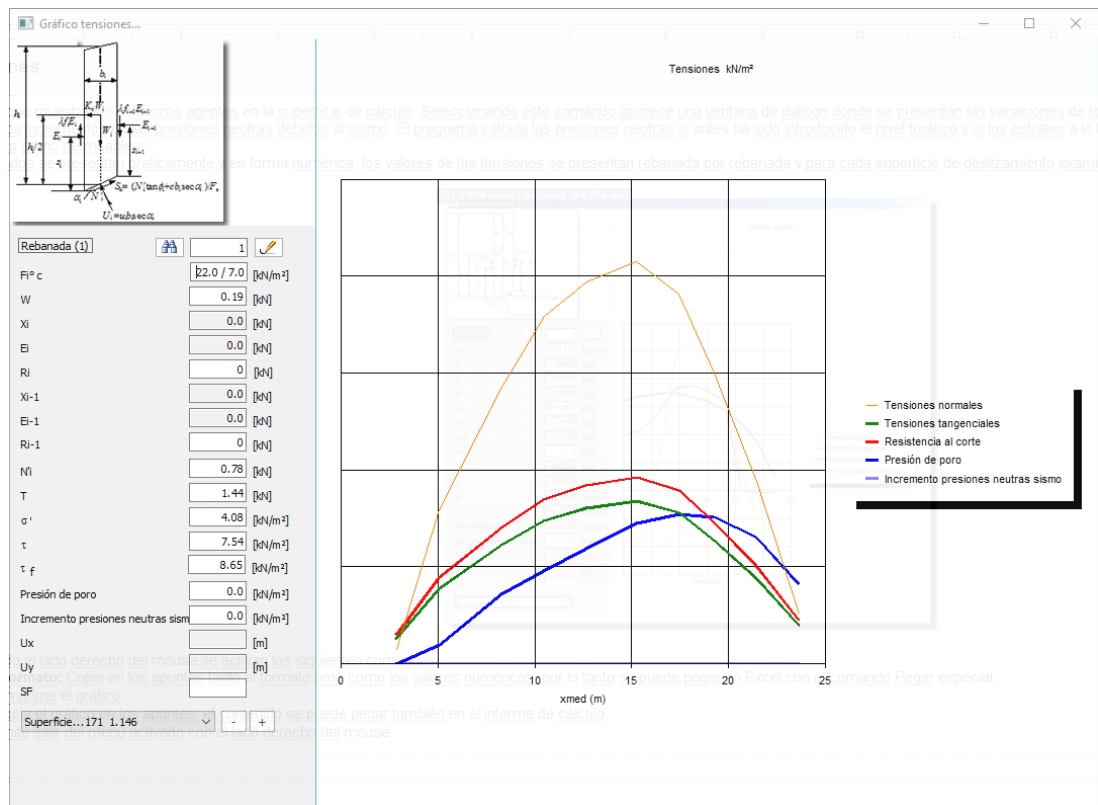


Nota:

Cuando se sale del comando, la superficie examinada queda memorizada en la pantalla y se puede imprimir.

1.17.6 Gráfico tensiones

Comando que muestra los esfuerzos agentes en la superficie de cálculo. Seleccionando este comando aparece una ventana de diálogo donde se presentan las variaciones de los esfuerzos normales y tangenciales, las presiones neutras y los incrementos de las presiones neutras debidos al sismo. El programa calcula las presiones neutras si antes ha sido introducido el nivel freático y si los estratos a lo largo de la superficie de deslizamiento han sido catalogados como permeables. Los resultados se presentan gráficamente y en forma numérica, los valores de las tensiones se presentan rebanada por rebanada y para cada superficie de deslizamiento examinada.



Presionando el lado derecho del mouse se activan los siguientes comandos:

Exportar formato: Copia en los apuntes tanto el formato bmp como los valores numéricos, por lo tanto se puede pegar en Excel con el comando Pegar especial.

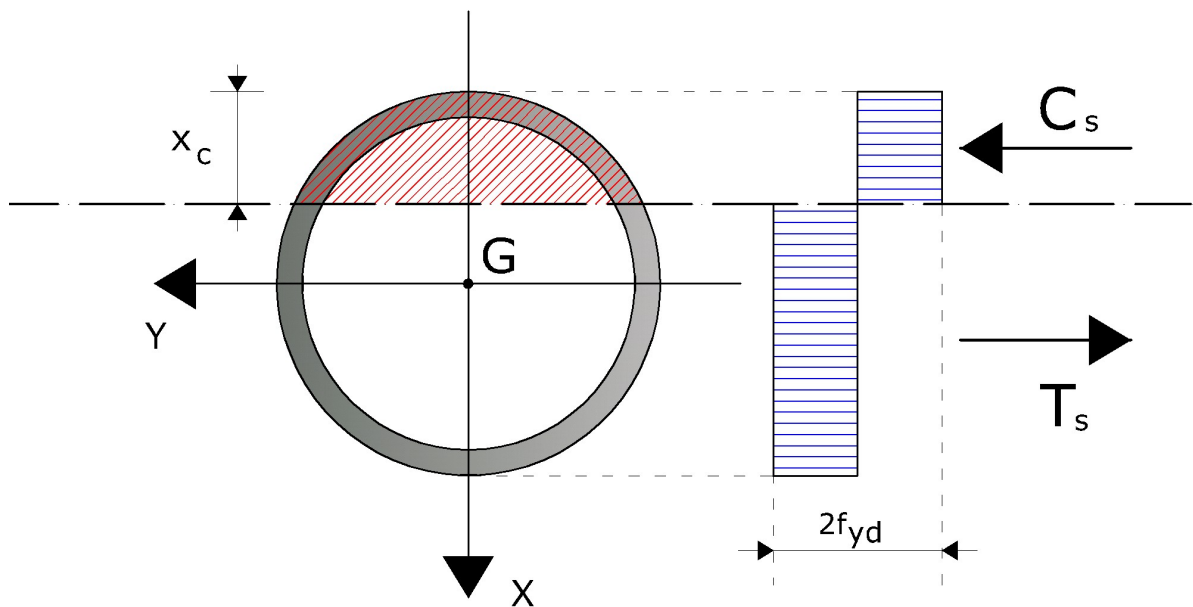
Imprimir: Imprime el gráfico.

Copiar: Copia el gráfico en los apuntes; el contenido se puede pegar también en el informe de cálculo.

Salir: Permite salir del menú activado con el lado derecho del mouse.

1.18 Momento de rotura pilotes

Cálculo del Momento DE PLASTIFICACIÓN de una sección tubular en acero.
La sección en cuestión es la siguiente:



Esquema de referencia para el cálculo del momento de plastificación de la sección

El cálculo del momento de plastificación se hace bajo la hipótesis, para el acero, de un enlace de tipo rígido plástico, con resistencia límite igual a f_{yd} . El momento de plastificación ha sido determinado por interpolación en la curva de iteración de la sección.

Para construir la curva de iteración de la sección se ha seguido este procedimiento:

- paso 1 Se fija la profundidad del eje neutro (x_c) - (partiendo de $x_c = 0$);
- paso 2 Cálculo de la resultante en términos de esfuerzo normal (N_d);
- paso 3 Cálculo del momento resultante (M_d), con respecto al baricentro geométrico de la sección;
- paso 4 Memorización del punto calculado (N_d , M_d);
- paso 5 Incremento x_c . Si todavía x_c es menor o igual al diámetro de la sección, se retorna al paso 1, sino se termina con el procedimiento.

 Nota:

De esta manera se construye la parte superior del dominio de iteración. La parte inferior es idéntica, pero hemisimétrica.

El punto genérico del dominio de iteración ha sido calculado mediante las siguientes fórmulas:

$$Nd = Ac_s(x_c) \cdot fyd - At_s(x_c) \cdot fyd$$

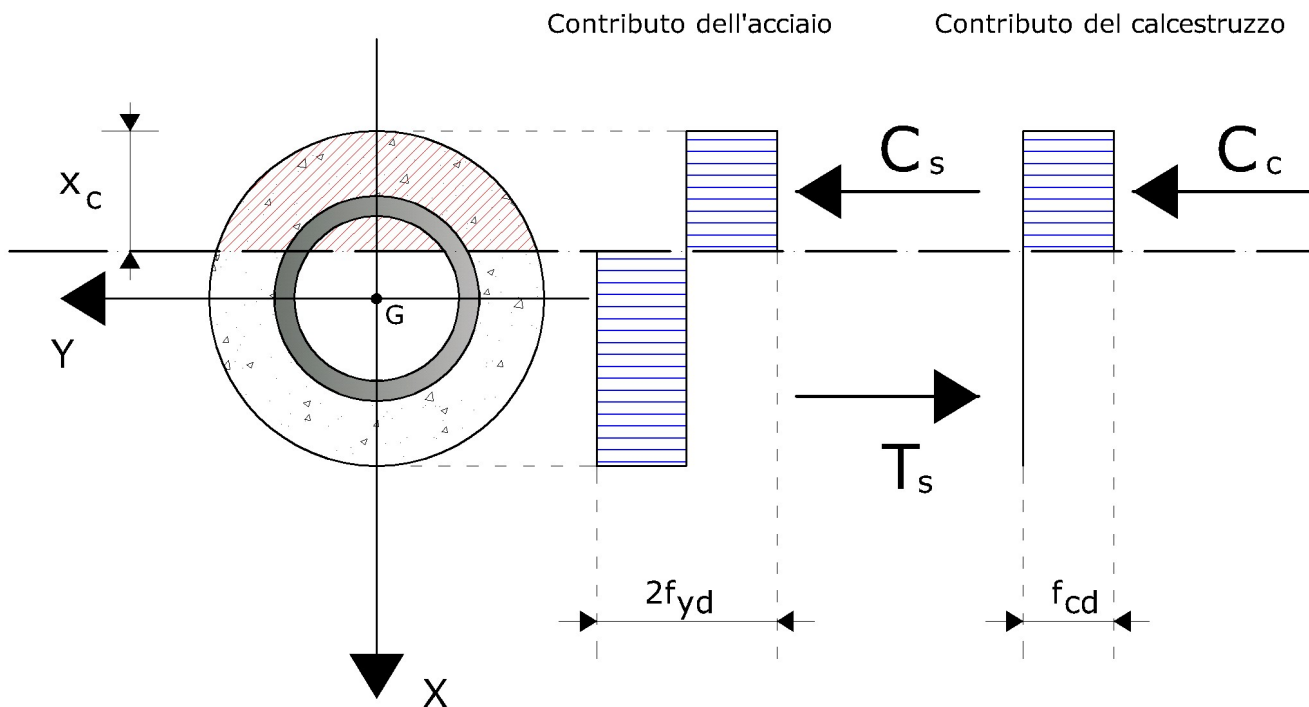
$$Md = Ac_s(x_c) \cdot fyd \cdot dCs + At_s(x_c) \cdot fyd \cdot dTs$$

Los símbolos de las fórmulas anteriores tienen el siguiente significado:

- Ac_s Área de acero comprimido
- At_s Área de acero tensado
- fcd Resistencia de cálculo del hormigón
- fyd Resistencia de cálculo del acero
- dCs Distancia entre la resultante de las tensiones en compresión del acero y el baricentro de la sección
- dTs Distancia entre la resultante de las tensiones en tracción del acero y el baricentro de la sección

Cálculo del Momento de plastificación de UNA SECCIÓN TUBULAR EN ACERO DENTRO UNA SECCIÓN CIRCULAR DE HORMIGÓN.

Las fórmulas anteriores para sección tubular, se pueden extender al caso en que el tubular se encuentre dentro una sección en hormigón. En este caso es necesario tener en cuenta la contribución del hormigón, como en el siguiente esquema:



Esquema para el cálculo con hormigón reactivo

Como se puede observar, solo el hormigón comprimido es el que se considera reactivo. El valor de las solicitaciones correspondientes a una determinada profundidad del eje neutro de la sección es el siguiente:

$$Nd = A_{c_s}(x_c) \cdot f_{yd} + A_{c_c}(x_c) \cdot f_{cd} - A_{t_s}(x_c) \cdot f_{yd}$$

$$Md = A_{c_s}(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dC_s + A_{c_c}(x_c) \cdot f_{cd} \cdot dC_c + A_{t_s}(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dT_s$$

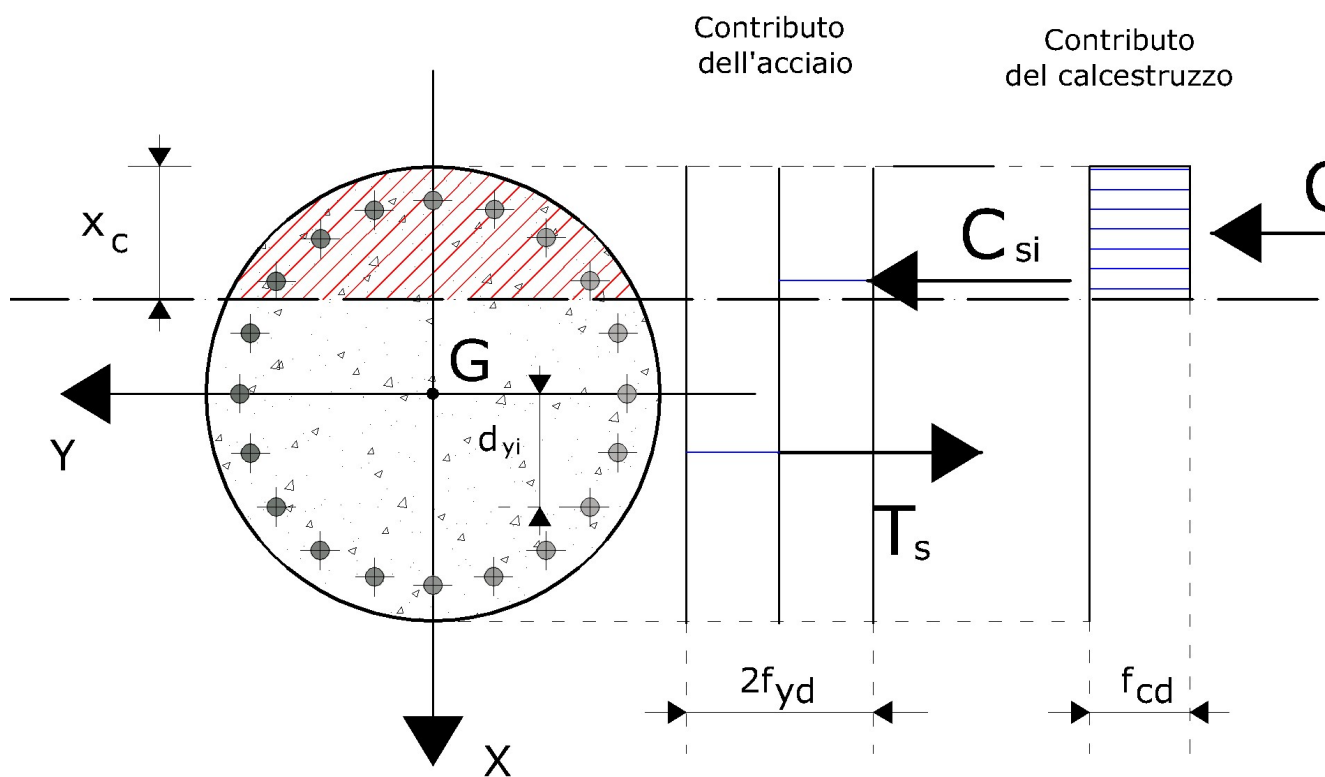
Los símbolos de las fórmulas anteriores tienen el siguiente significado:

- A_{c_s} Área de acero comprimido
- A_{c_c} Área de hormigón comprimido
- A_{t_s} Área de acero tensionado
- f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón
- f_{yd} Resistencia de cálculo del acero
- dC_s Distancia entre la resultante de las tensiones en compresión del acero y el baricentro de la sección

- d_{Cc} Distancia entre la resultante de las tensiones en compresión del hormigón y el baricentro de la sección
- d_{Ts} Distancia entre la resultante de las tensiones en tracción del acero y el baricentro de la sección

Cálculo del momento DE plastificación de una sección CIRCULAR EN h.A.

También en este caso se supone un enlace constitutivo de los materiales de tipo rígido plástico, con tensiones límite iguales a f_{cd} y f_{yd} del hormigón y el acero respectivamente. El esquema de referencia es el siguiente:



Esquema de referencia para el cálculo del momento de plastificación de una sección en h.A.

En este caso el valor de las solicitaciones correspondientes a una determinada profundidad del eje neutro de la sección es el siguiente:

Los símbolos de las fórmulas anteriores tienen el siguiente significado:

- A_{c_c} Área de hormigón comprimido
- A_{si+} Área de la i -ésima barra de armadura que se encuentra sobre el eje neutro
- A_{si-} Área de la i -ésima barra de armadura que se encuentra bajo el eje neutro
- A_{si} Área de la i -ésima barra de armadura
- f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón
- f_{yd} Resistencia de cálculo del acero
- d_{Cc} Distancia entre la resultante de las tensiones en compresión del hormigón y el baricentro de la sección
- d_{yi} Distancia positiva (a lo largo de la vertical) medida entre el baricentro de la i -ésima barra de armadura y el baricentro de la sección.

1.19 Sobrepresiones intersticiales

 Nota:

Atención: para poder examinar las sobrepresiones intersticiales, primero se deben asignar los [datos adicionales en características geotécnicas](#).^[14]

Presiones intersticiales post sismo

Para examinar las sobrepresiones intersticiales después de un sismo, asignar un valor igual a cero a los coeficientes sísmicos horizontales y verticales, y un valor diferente de cero a la aceleración sísmica.

Resistencia al corte en condiciones de carga sísmica.

Ante la falta de determinaciones experimentales adecuadas obtenidas con pruebas cíclicas de laboratorio, la reducción de resistencia al corte en condiciones de carga sísmica se puede estimar con base en relaciones empíricas, como se indica a continuación, haciendo referencia al caso de análisis en términos eficaces o en términos de tensiones totales.

Análisis en condiciones de tensiones eficaces.

El incremento de presión intersticial se debe evaluar, en caso de terrenos saturados, si la deformación de corte debida a la acción sísmica es superior al valor de la deformación volumétrica límite, γ_v . En terrenos parcialmente saturados, las presión intersticial aumenta con la aplicación de la sollicitación sísmica, pero se mantiene generalmente inferior a la presión atmosférica; en ese caso las presiones intersticiales pueden asumir valor nulo en todo el período de la aplicación de la carga ($\sigma' = s$) y los análisis se pueden llevar a cabo utilizando las características de resistencia determinadas con ensayos drenados efectuados en muestras previamente saturadas del mismo material. Para calcular Δu conviene distinguir el comportamiento de los suelos según su naturaleza, cohesiva o incoherente.

Suelos cohesivos

En terrenos cohesivos, el incremento de presión intersticial Δu , a una cierta profundidad, se puede estimar con la siguiente relación empírica (Matsui et al., 1980):

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \left\{ \frac{\gamma_{c,\max}}{\gamma_v} \right\} \right]$$

Donde σ'_0 es el valor inicial de la presión promedio efectiva a la profundidad considerada, $\gamma_{c,\max}$ es la deformación de corte máxima alcanzada durante el sismo y $\beta=0.45$ es un coeficiente experimental. La deformación límite volumétrica γ_v , determinable con ensayos cíclicos de laboratorio, se puede calcular como primera aproximación mediante la relación:

$$\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$$

En la cual OCR es el grado de sobreconsolidación, A y B son coeficientes experimentales que, en ausencia de una determinación directa, se pueden fijar en función del índice de plasticidad:

| I_p (%) | A | B |
|--------------|----------------------|----------------------|
| 20 | 0.4 10 ⁻³ | 0.6 10 ⁻³ |
| 40 | 1.2 10 ⁻³ | 1.1 10 ⁻³ |
| 55 | 2.5 10 ⁻³ | 1.2 10 ⁻³ |

Valores recomendados para los coeficientes A y B

El valor de $\gamma_{c,\max}$ relativo a la profundidad considerada se puede determinar

analizando la respuesta sísmica local. En alternativa, se determina preliminarmente el valor de τ_{\max} mediante la relación empírica:

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

Donde a_{\max} expresada en g, es la aceleración pico en el plano del terreno en la vertical del punto considerado; g es la aceleración de gravedad; σ_v es la tensión vertical total; r_d es un coeficiente reductor que tiene en cuenta la acción sísmica a la profundidad de interés que considera la deformabilidad del subsuelo. El coeficiente r_d se puede estimar, como primera aproximación, con la siguiente expresión:

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

Donde z es la profundidad en el punto considerado. La máxima deformación de corte provocada por el sismo se obtiene por lo tanto con:

$$\gamma_{c,\max} = \frac{\tau_{\max}}{G}$$

Donde el módulo de corte G se puede determinar, por iteración, con la curva (G- γ) obtenida con ensayos de laboratorio.

Suelos granulares.

En terrenos granulares, el incremento de presión intersticial generado por la sollicitación sísmica se puede estimar con la siguiente relación empírica (Seed & Booker, 1997):

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left\{ \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{a}} \right\}$$

Donde Δu_N es el incremento de presión intersticial al cabo de N ciclos de carga, σ'_0 el valor inicial de la presión promedio efectiva a la profundidad considerada, N es el número de ciclos de carga de amplitud constante equivalente al sismo y N_L es el número de ciclos necesarios para que se produzca la licuefacción. La constante experimental a se puede estimar con la relación de Fardis & Veneziano (1981) en función de la densidad relativa D_r (en fracción):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.93} \cdot \varepsilon_g$$

El término ε_g tiene distribución log-normal con valor promedio unitario y varianza igual a 0.1. Para determinar el número de ciclos N que aparece en una de las relaciones precedentes, es necesario aproximar el historial de deformaciones por corte irregular debidas al sismo con una sollicitación cíclica equivalente de amplitud constante (τ_{eq}) y número de ciclos equivalente (N_{eq}) siguiendo una de los numerosos procedimientos presentes en las bibliografías. Utilizando por ejemplo el procedimiento que propone Biondi et al. (2004) se obtiene:

$$\tau_{eq} = 0.65 \cdot \tau_{max}$$

$$N_{eq} = e^{(\alpha + \beta \cdot \ln(a_{max}) + \gamma \cdot \ln(I_a) + \delta \cdot \ln(v_0) + \varepsilon \cdot \ln(T^D))}$$

En la primera de estas ecuaciones τ_{max} representa la sollicitación de corte inducida por el sismo a la profundidad considerada, cuyo valor se puede estimar analizando la respuesta sísmica local o, en primera aproximación, con la relación utilizada en la sección de los terrenos cohesivos. En la segunda ecuación los términos tienen los siguientes significados:

- I_a : es la intensidad de Arias (m/s)
- v_0 : es la intensidad de las intersecciones con el eje del tiempo del acelerograma (s-1)
- T^D : es la duración del acelerograma definida por Trifunac y Brady (s)

La intensidad de Arias se define con la siguiente fórmula:

$$I_a = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt$$

Los otros símbolos, o sea α - β - γ - δ - ε , son constantes para las cuales se recomiendan los siguientes valores:

$$\begin{cases} \alpha = -1.629 \\ \beta = -2.493 \\ \gamma = 1.239 \\ \delta = 0.854 \\ \varepsilon = -0.307 \end{cases}$$

Para determinar el valor de N_L se puede hacer referencia a métodos basados en interpolaciones de tipo gráfico, o eventualmente se pueden utilizar los resultados de ensayos triaxiales cíclicos o de corte simple cíclico.

1.19.1 Reducción de la resistencia no drenada

Análisis en condiciones de tensiones totales.

Suelos cohesivos

Cuando se lleva a cabo el análisis en términos de tensiones totales, el valor de la cohesión no drenada c_u se debe reducir en comparación con el caso estático para tener en cuenta la degradación debida al carácter cíclico de las sollicitaciones sísmicas. Generalmente se omite, en pro de la seguridad, el eventual incremento de la resistencia no drenada, que se puede manifestar en suelos cohesivos de alta plasticidad por efectos de la elevada velocidad de aplicación de las cargas. Se puede obtener una estimación del coeficiente de reducción de la resistencia no drenada, δ_{cu} mediante la ecuación:

$$\delta_{cu} = N^{-t}$$

Donde N es el número de ciclos de carga provocados por el sismo y t es un parámetro de degradación que se puede estimar con la siguiente relación:

Función de la deformación de corte cíclica γ_c y de la deformación volumétrica límite, calculada como se indicó anteriormente. Los valores de s y r se pueden estimar en función del índice de plasticidad I_p y del grado de sobreconsolidación OCR:

| | | OCR=1 | | OCR=2 | OCR=4 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Ip=15 | Ip=30 | Ip=50 | Ip=50 | Ip=50 |
| s | 0.195 | 0.095 | 0.075 | 0.054 | 0.042 |
| r | 0.600 | 0.600 | 0.495 | 0.480 | 0.423 |

Coefficientes para el cálculo del índice de degradación cíclica (Matasovic,1993)

El número de ciclos N se puede estimar calculando el número de veces que se interseca el eje del tiempo, en el intervalo de tiempo comprendido entre la primera y la última vez que se supera el límite de aceleración (generalmente igual a 0.05 g). Para la deformación de corte cíclica γ_c se puede utilizar la siguiente relación:

$$\gamma_c = \frac{\tau_{eq}}{G}$$

Donde el valor del módulo de corte G se determina por iteración de la curva (G- γ) obtenida con ensayos de laboratorio, mientras que τ_{eq} se puede calcular con la fórmula utilizada anteriormente.

1.19.2 Cálculo de NL

Cálculo de NL (número de ciclos necesarios para producir la licuefacción del terreno)

El número de ciclos necesarios para la licuefacción del terreno se puede estimar con la ayuda de diagramas como el que se muestra en la siguiente figura. En la figura se muestra la evolución de NL en función de la amplitud del esfuerzo de corte thv (normalizado con respecto al valor inicial de la tensión promedio efectiva). El diagrama se caracteriza por los diferentes valores de densidad relativa D_r :

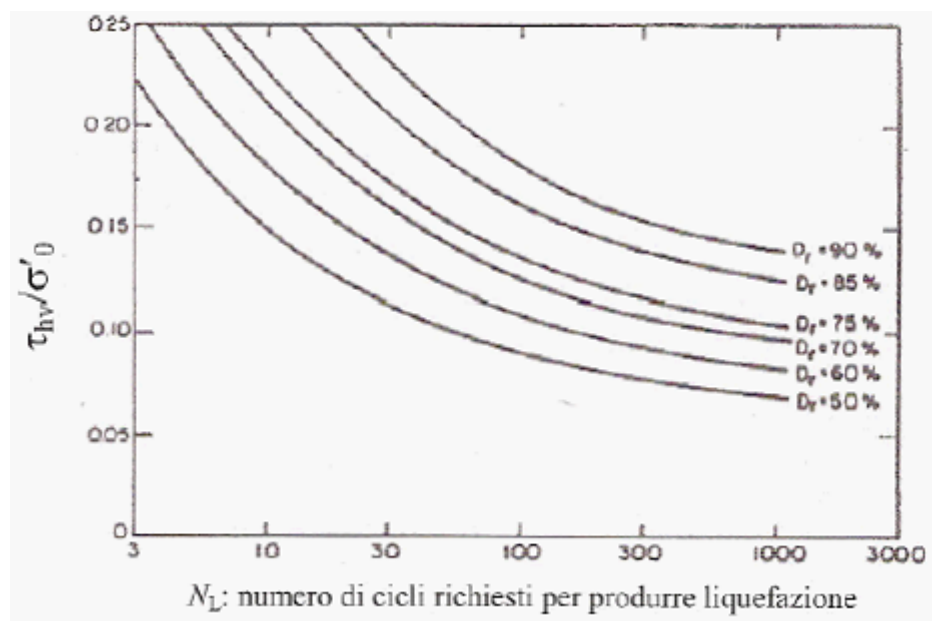


Diagrama utilizado para calcular NL

1.19.3 Integrar acelerograma

Factor conversión tiempos

Factor de conversión que multiplica el tiempo del acelerograma. Es necesario convertir el tiempo en segundos.

Factor conversión aceleración

Factor de conversión que multiplica la aceleración del acelerograma. Necesario para convertir la aceleración en m/s^2 .

Separador utilizado en el archivo

Separador utilizado en el archivo del acelerograma para separar la columna de las aceleraciones de la columna tiempos.

Abrir

Importa el archivo del acelerograma.

Parámetros

Intensidad de di Arias [Ia]

Parámetro índice de la intensidad de las ondas sísmicas y de la frecuencia. Se define, con una constante, como la integral del cuadrado del acelerograma (extendido a toda la duración del sismo).

Intensidad de las intersecciones del acelerograma con el eje del tiempo [v_0].

Se calcula como la relación entre el número de veces que el acelerograma se interseca con el eje del tiempo y la duración del evento sísmico.

Duración del movimiento sísmico [TD]

Duración del movimiento sísmico definido por Trifunac (Trifunac & Brady 1975). Se calcula como el intervalo de tiempo que transcurre entre el conseguimiento del 5% de la I_a y el 95% de la I_a (la es la intensidad de Arias).

Acelerograma cargado

En el acelerograma cargado está activado un factor de escala que incide solo en la visualización del mismo.

Cálculo de los parámetros de integración del acelerograma

Parámetros del acelerograma.

Para estudiar el problema de la estimación del incremento de presión intersticial del suelo, en caso de acción sísmica, se requiere el cálculo de algunos parámetros que identifican las propiedades de frecuencia e intensidad del acelerograma. Los parámetros a determinar serán los siguientes:

- Intensidad de Arias (I_a en m/s)
- Intensidad de las intersecciones del acelerograma con el eje del tiempo (v_0 in $1/s$)
- Duración efectiva del movimiento definida por Trifunac (Trifunac e Brady, 1975, TD in s)

.1. Intensidad de Arias.

La intensidad de Arias es un parámetro del acelerograma que proporciona información sobre la intensidad y la frecuencia del mismo. El parámetro se define con la siguiente expresión:

Donde:

- T_{MAX} es la duración total a del acelerograma
- $a(t)$ es el acelerograma

Ordinariamente los valores de este parámetro oscilan entre 0.05 y 2.5/3.

.2. Intensidad de las intersecciones con el eje del tiempo.

Este parámetro se define mediante la siguiente fórmula:

$$V_0 = \frac{N_i}{T_{MAX}}$$

Donde:

- N_i es el número de veces, en toda la duración del acelerograma, que la aceleración se interseca con el eje del tiempo
- T_{max} es la duración del acelerograma

.3. Duración efectiva según Trifunac.

Este parámetro identifica el intervalo de tiempo comprendido entre los siguientes extremos:

$$t_{ds} = t : I_A(t_{ds}) = 5\% I_A$$

$$t_{de} = t : I_A(t_{de}) = 95\% I_A$$

Donde:

$$I_A(t^*) = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{t^*} [a(t)]^2 \cdot dt$$

Según estas definiciones el tiempo definido por Trifunac vale:

$$TD = t_{de} - t_{ds}$$



Véase también: [Incremento presiones neutras en campo sísmico](#) ⁵⁸

1.20 Teoría

Para resolver un problema de estabilidad es necesario tener en cuenta tanto las ecuaciones de campo como las relaciones constitutivas. Las primeras tienen que ver con el equilibrio, mientras las segundas describen el comportamiento del terreno. Las ecuaciones resultan ser particularmente complejas debido a que los suelos son sistemas multifase que se pueden reconducir a sistemas monofase solo en condiciones de suelos secos o de análisis en condiciones drenadas.

En la mayor parte de los casos nos encontramos con un material que, además de saturado, es como mínimo bifase, lo que implica una notable complicación al definir las ecuaciones de equilibrio. Además es prácticamente imposible definir una ley constitutiva de validez general, ya que los suelos presentan un comportamiento no-lineal partiendo ya desde pequeñas deformaciones son anisótropos y además su comportamiento depende no solo del esfuerzo desviador sino también del normal. Debido a estas dificultades se introducen algunos supuestos:

- Se usan leyes constitutivas simplificadas: modelo rígido perfectamente plástico. Se asume que la resistencia del material se expresa únicamente con los parámetros cohesión (c) y ángulo de resistencia al corte (φ), constantes para el suelo y características del estado plástico; por lo tanto se supone válido el criterio de rotura de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma_v - u) \cdot \tan \varphi' = c' + \sigma'_v \cdot \tan \varphi'$$

donde:

τ = resistencia al corte, con las dimensiones de un esfuerzo

c' = cohesión

u = presión neutra

φ' = ángulo de rozamiento interno

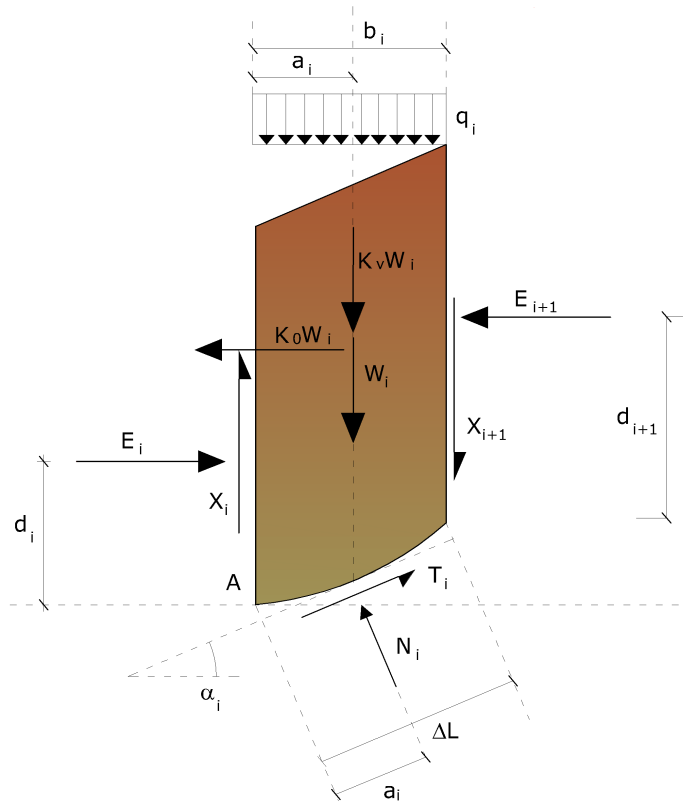
- En algunos casos se las ecuaciones de equilibrio se satisfacen solo parcialmente.

1.20.1 Equilibrio límite (LEM)

El método del equilibrio límite consiste en el estudio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (*línea recta, arco circular, espiral logarítmica*), véase Fig. 1. Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), calculada según el criterio de rotura de Coulomb: de esta comparación deriva la primera indicación de estabilidad, con el coeficiente de seguridad

$$F = \tau_f / \tau$$

Entre los métodos del equilibrio último hay algunos que consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (*Culman*) mientras que otros, por falta de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas y consideran el equilibrio de cada una de estas (*Fellenius, Bishop, Janbu etc...*).



Representación de una sección de cálculo de un talud

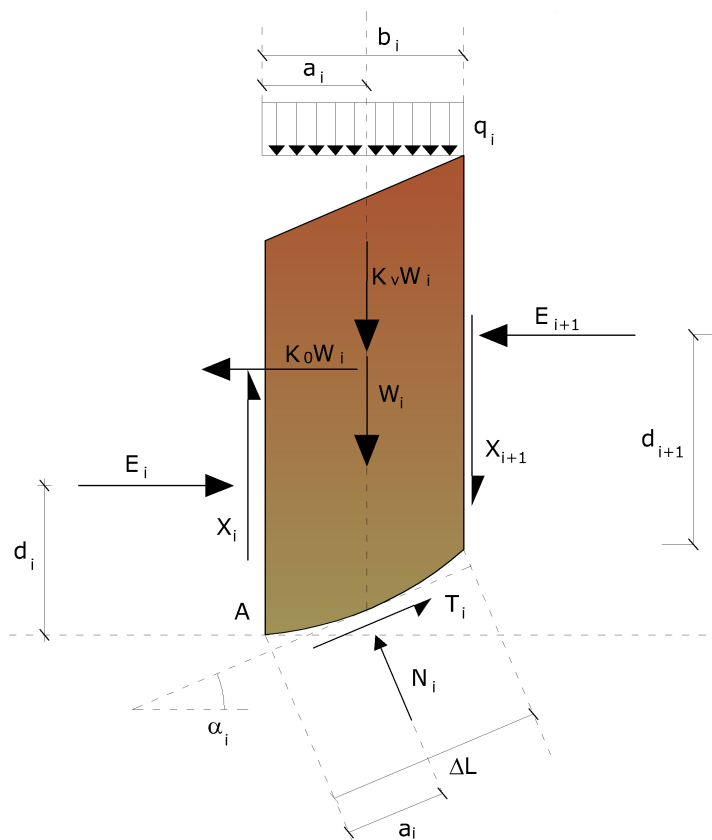
Método de las rebanadas

La masa susceptible al deslizamiento se subdivide en un número conveniente de rebanadas. Si el número de rebanadas es igual a n , el problema presenta las

siguientes incógnitas:

- n valores de las fuerzas normales N_i en la base de cada rebanada
- n valores de las fuerzas de corte en la base de la rebanada T_i ;
- $(n-1)$ fuerzas normales E_i en la conexión de las rebanadas;
- $(n-1)$ fuerzas tangenciales X_i en la conexión de las rebanadas;
- n valores de la coordenada "a" del punto de aplicación de las E_i ;
- $(n-1)$ valores de la coordenada del punto de aplicación de las X_i ;
- una incógnita constituida por el factor de seguridad F .

En total las incógnitas son $(6n-2)$.



Acciones en la i-ésima rebanada

Mientras las ecuaciones a disposición son:

- Ecuaciones de equilibrio de momentos n ;
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación vertical n ;
- Ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal n ;
- Ecuaciones del criterio de rotura n ;

- Total número de ecuaciones $4n$

El problema es estáticamente indeterminado y el grado de indeterminación es igual a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

El grado de indeterminación se reduce a $(n-2)$ Al asumir que N_i se aplica en el punto medio de la franja, esto equivale a crear la hipótesis de que las tensiones normales totales están distribuidas uniformemente, véase figura.

Los diferentes métodos que se basan en la teoría del equilibrio límite se diferencian por el modo en que se eliminan las $(n-2)$ indeterminaciones.

1.20.1.1 Método de Fellenius (1927)

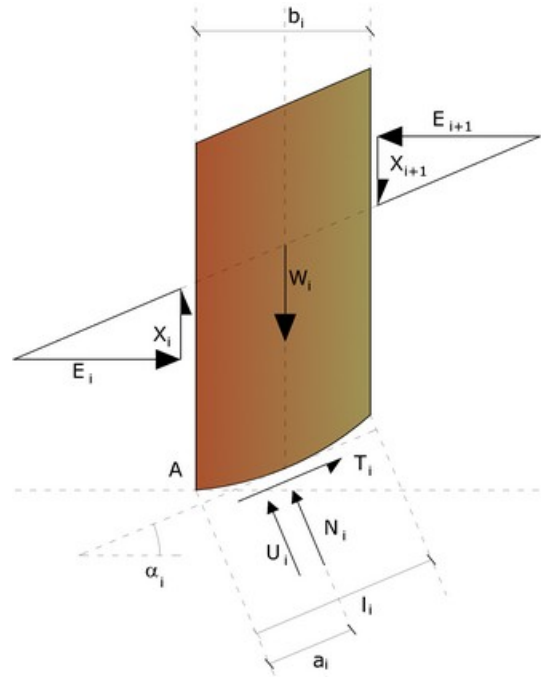
Con este método (válido solo para superficies de deslizamiento circulares) se pasan por alto las fuerzas entre las franjas, por lo tanto las incógnitas se reducen a:

- n valores de las fuerzas normales N_i
- n valores de las fuerzas de corte T_i
- 1 factor de seguridad.
- Total incógnitas $(2n+1)$

Las ecuaciones disponibles son:

- n ecuaciones de equilibrio traslación vertical;
- n ecuaciones del criterio de rotura;

1 ecuaciones de equilibrio de los momentos globales



Acciones en la i-ésima rebanada según la hipótesis de Fellenius

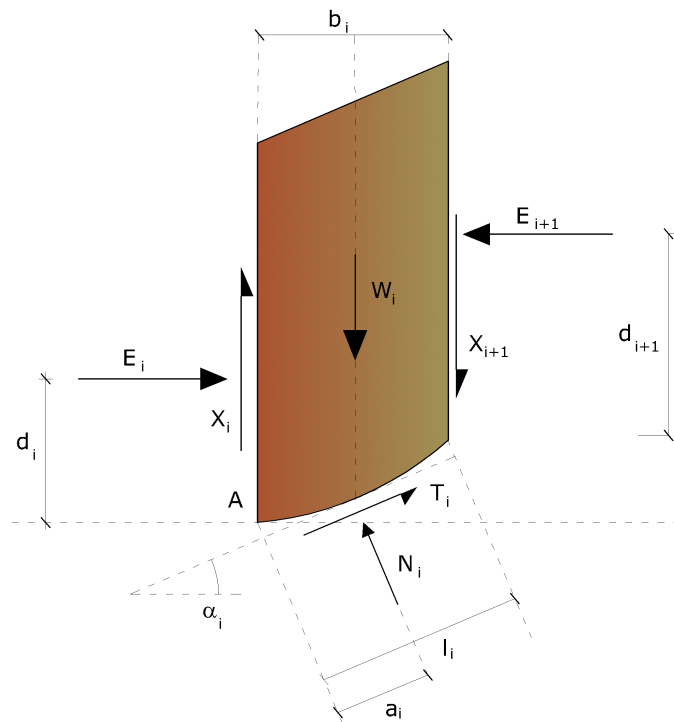
Esta ecuación es fácil de resolver pero se ha visto que da resultados conservadores (factores de seguridad bajos) especialmente para superficies profundas o bien al aumentar el valor de la presión neutra.

1.20.1.2 Método de Bishop (1955)

Con este método se toman en cuenta todas las fuerzas actuantes en los bloques. Bishop fue el primero en describir los problemas relacionados con los métodos convencionales.

Las ecuaciones usadas para resolver el problema son:

$$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0, \text{ Criterio de rotura.}$$



Acciones en la i-ésima rebanada según la hipótesis de Bishop (método ordinario)

Los valores de F y de ΔX que satisfacen esta ecuación dan una solución rigurosa al problema.

Como primer aproximación conviene plantear $\Delta X = 0$ e iterar por el cálculo del factor de seguridad. Este procedimiento se conoce como método de Bishop ordinario y los errores con respecto al método completo son de alrededor de un 1 %.

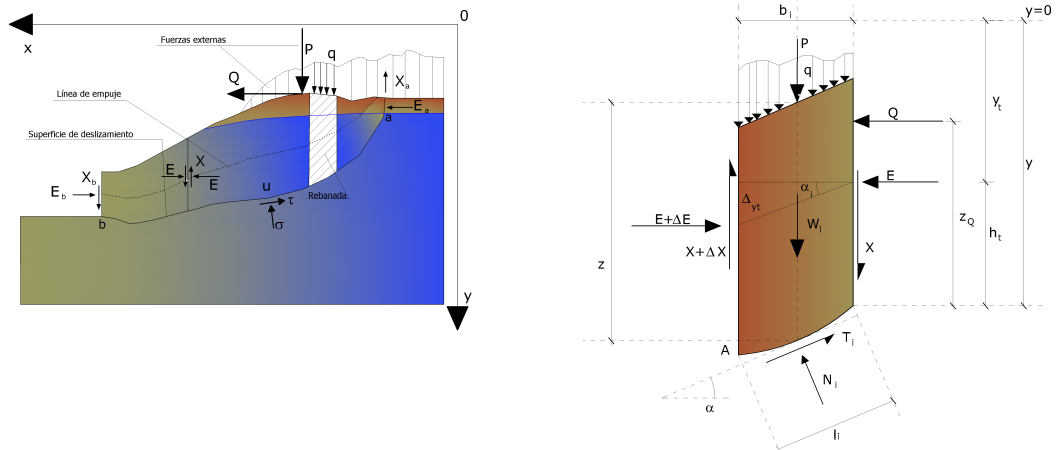
1.20.1.3 Método de Janbu (1967)

Janbu extendió el método de Bishop a superficies de deslizamiento de cualquier forma.

Cuando se tratan superficies de deslizamiento de cualquier forma el brazo de las fuerzas cambia (en el caso de las superficies circulares queda constante e igual al radio), por este motivo es mejor valorar la ecuación del momento respecto al ángulo de cada bloque.

Con el método de Janbu se tienen en cuenta las fuerzas que actúan entre las rebanadas, pero se considera que actúan a lo largo de una línea de empuje prefijada (Fig. 1). La solución se obtiene con iteraciones sucesivas.

$$F = \frac{f_0 \cdot \sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times F}{\sum W_i \times \tan \alpha_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot (1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i)}$$

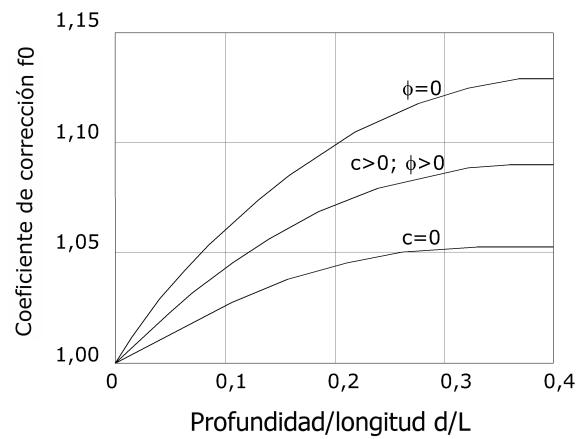
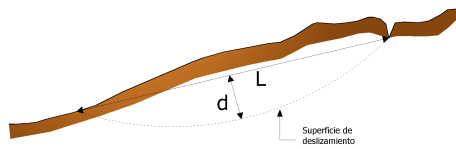


Acciones en la i-ésima rebanada según las hipótesis de Janbu y representación del conjunto

Asumiendo $\Delta X_i = 0$ se obtiene el método ordinario.

Janbu propuso además un método para la corrección del factor de seguridad obtenido con el método ordinario según lo siguiente:

$$F_{\text{corregido}} = f_0 F$$



Cálculo del factor correctivo f_0

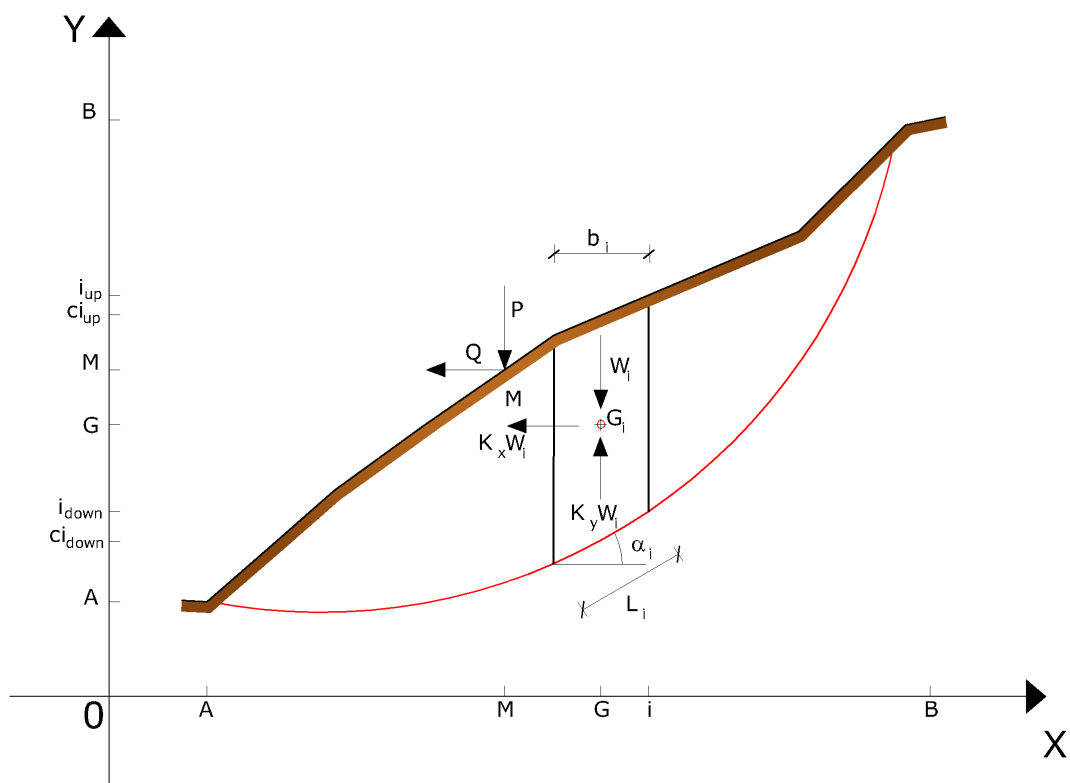
donde f_0 , factor de corrección empírico, depende de la forma de la superficie de deslizamiento y de los parámetros geotécnicos. Esta corrección es muy confiable para taludes poco inclinados.

1.20.1.4 Método de Bell (1968)

Las fuerzas agentes en el cuerpo resbaladizo incluyen el peso efectivo del terreno, W , las fuerzas sísmicas pseudo estáticas horizontales y verticales $K_x W$ y $K_y W$, las fuerzas horizontales y verticales X y Y aplicadas externamente al perfil del talud, en fin, el resultado de los esfuerzos totales normales y de corte σ y τ agentes en la potencial superficie de deslizamiento.

El esfuerzo total normal puede incluir un exceso de presión de poros, u , que se debe especificar con la introducción de los parámetros de fuerza eficaz.

Prácticamente este método se puede considerar como una extensión del método del círculo de rozamiento en secciones homogéneas anteriormente descrito por Taylor.



Representación, en el plano cartesiano, del conjunto y de las acciones agentes en la i-ésima rebanada

De acuerdo con la ley de la resistencia de Mohr-Coulomb en términos de tensión efectiva, la fuerza de corte agente en la base de la i-ésima rebanada está dada por:

$$T_i = \frac{c_i \cdot L_i + (N_i - \mu_{ci} \cdot l_i) \tan \varphi_i}{F}$$

donde:

F = factor de seguridad;

c_i = cohesión eficaz (o total) en la base de la i-ésima rebanada;

φ_i = ángulo de rozamiento eficaz (= 0 con la cohesión total) en la base de la i-ésima rebanada;

L_i = longitud de la base de la i-ésima rebanada;

μ_{ci} = presión de los poros en el centro de la base de la i-ésima rebanada

El equilibrio se da igualando a cero la suma de las fuerzas horizontales, la suma de las fuerzas verticales y la suma de los momentos con respecto al origen.

Se adopta la siguiente asunción en la variación de la tensión normal agente en la potencial superficie de deslizamiento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - Ky) \cdot \frac{w_i \cdot \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

donde el primer término de la ecuación incluye la expresión:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valor del esfuerzo normal total asociado al método ordinario de las rebanadas.

El segundo término de la ecuación incluye la función:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Donde x_0 y x_n son, respectivamente, las abscisas del primer y del último punto de la superficie de deslizamiento, mientras x_{ci} representa la abscisa del punto medio de la base de la i -ésima rebanada.

Una parte sensible de reducción del peso asociada a una aceleración vertical del terreno $K_y g$ se puede transmitir directamente a la base y esto se incluye en el factor $(1 - K_y)$.

El esfuerzo normal total en la base de una rebanada se da con:

$$N_i = \sigma_{ci} \cdot L_i$$

La solución de las ecuaciones de equilibrio se obtiene resolviendo un sistema lineal de tres ecuaciones obtenidas multiplicando las ecuaciones de equilibrio por el factor de seguridad F , sustituyendo la expresión de N_i y multiplicando cada término de la cohesión por un coeficiente arbitrario C_3 .

Se asume una relación de linealidad entre dicho coeficiente, determinable con la regla de Cramer, y el factor de seguridad F . El valor correcto de F se puede obtener con la fórmula de interpolación lineal:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

donde los números entre paréntesis (1) y (2) indican los valores iniciales y sucesivos de los parámetros F e C_3 .

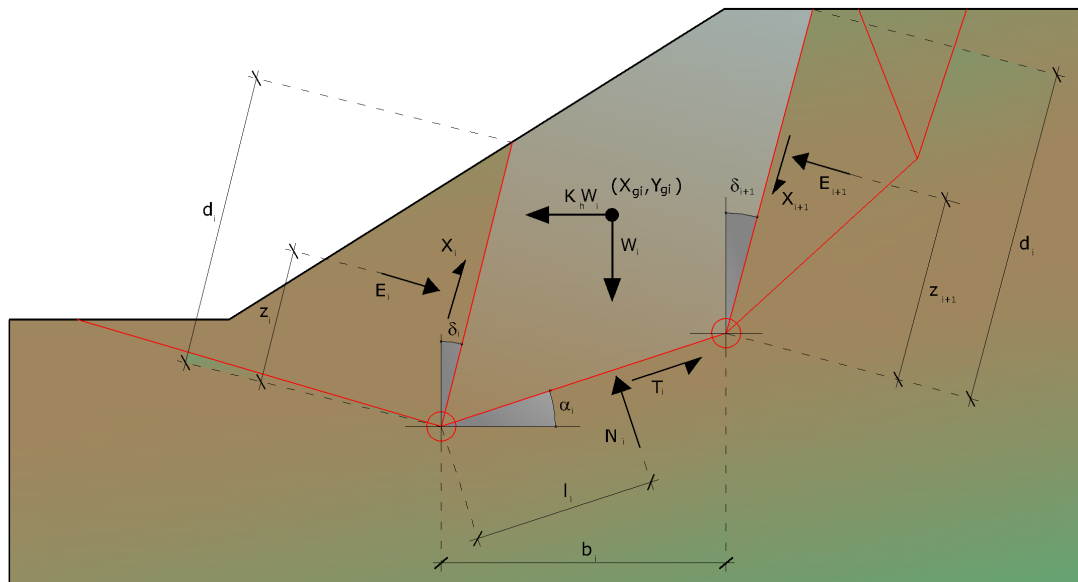
Cualquier conjunto de valores del factor de seguridad alrededor de una estimación físicamente razonable se puede usar para iniciar una solución iterativa.

El número necesario de iteraciones depende ya sea de la estimación inicial que de la precisión deseada de la solución; normalmente el proceso converge rápidamente.

1.20.1.5 Método de Sarma (1973)

El método de Sarma es un simple pero esmerado método para el análisis de estabilidad de taludes que permite determinar la aceleración sísmica horizontal necesaria para que la masa de terreno, delimitada por la superficie de deslizamiento y por el perfil topográfico, alcance el estado de equilibrio límite (aceleración crítica K_c) y, al mismo tiempo, permite obtener el factor de seguridad obtenido como con los otros métodos comunes de la geotecnia.

Se trata de un método basado en el principio del equilibrio límite y de las franjas. Por lo tanto se considera el equilibrio de una masa potencial de terreno en deslizamiento subdividida en n franjas verticales de espesor suficientemente pequeño como para asumir que el esfuerzo normal N_i obra en el punto medio de la base de la franja.



Acciones en la i-ésima rebanada, método de Sarma

Las ecuaciones que se deben tener en consideración son:

- La ecuación de equilibrio en la traslación horizontal de cada rebanada;
- La ecuación de equilibrio en la traslación vertical de cada rebanada;
- La ecuación de equilibrio de momentos.

Condiciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

Además se asume que en ausencia de fuerzas externas en la superficie libre se tiene:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

donde E_i y X_i representan, respectivamente, las fuerzas horizontales y verticales en la i -ésima cara de la rebanada genérica i .

La ecuación de equilibrio de momentos se escribe seleccionando como punto de referencia el baricentro del cúmulo; de manera que, después de haber efectuado una serie de posiciones y transformaciones trigonométricas y algebraicas, en el método de Sarma la solución del problema se obtiene resolviendo dos ecuaciones:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\Psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$** \sum \Delta X_i [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha') + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Pero el enfoque de solución, en este caso, está completamente invertido: el problema en efecto requiere encontrar un valor de K (aceleración sísmica) correspondiente a un determinado factor de seguridad; y en particular, encontrar el valor de la aceleración K correspondiente al factor de seguridad $F = 1$, o sea la aceleración crítica.

Se obtiene por lo tanto:

$$K = K_c \text{ aceleración crítica si } F = 1$$

$$F = F_s \text{ factor de seguridad en condiciones estáticas si } K = 0$$

La segunda parte del problema del Método de Sarma es encontrar una distribución de fuerzas internas X_i y E_i tal que permita verificar el equilibrio de la rebanada y el equilibrio global del macizo, sin violar el criterio de rotura.

Se ha encontrado que una solución aceptable al problema se puede obtener asumiendo la siguiente distribución de las fuerzas X_i :

donde Q_i es una función conocida, donde se toman en cuenta los parámetros geotécnicos promedio en la i -ésima cara de la rebanada i , y I representa una incógnita.

La solución completa del problema se obtiene por lo tanto, después de algunas iteraciones, con los valores de K_c , I y F , que permiten obtener también la distribución de las fuerzas entre las franjas.

1.20.1.6 Método de Spencer

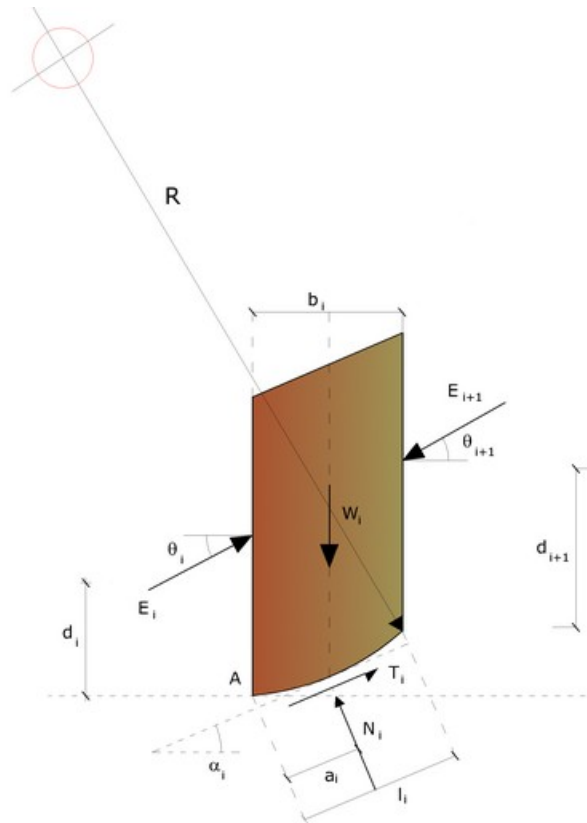
El método se basa en el supuesto de que:

- Las fuerzas de conexión a lo largo de las superficies de división de cada rebanada están orientadas paralelamente entre sí e inclinadas con respecto a la horizontal según el ángulo φ ,
- Todos los momentos son nulos $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$

Básicamente el método satisface todas las ecuaciones de la estática y equivale al método de Morgenstern y Price cuando la función $f(x) = 1$.

Estableciendo el equilibrio de momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento se obtiene:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (1)$$



Acciones sobre la i-ésima rebanada según las hipótesis de Spencer

donde:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \operatorname{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \beta) \left[\frac{F_s + tg \varphi \cdot tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

fuerza de interacción entre las rebanadas;

R = radio del arco circular;

= ángulo de inclinación de la fuerza Q_i respecto a la horizontal.

Estableciendo el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales se obtiene respectivamente:

(2)

Asumiendo las fuerzas Q_i paralelas entre sí, se puede también escribir:

$$\sum Q_i = 0$$

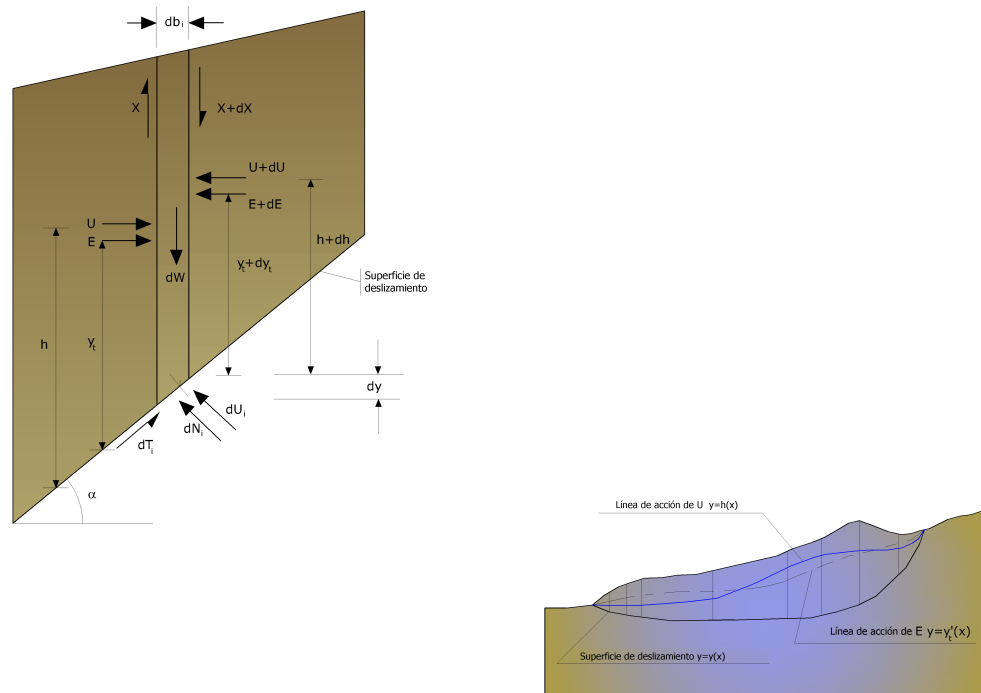
El método propone el cálculo de dos coeficientes de seguridad: el primero (F_{sm}) se obtiene de 1), relacionado al equilibrio de momentos; el segundo (F_{sf}) de la 2) ligado al equilibrio de fuerzas. En práctica se procede resolviendo la 1) y la 2) para un intervalo dado de valores del ángulo α , considerando como valor único del coeficiente de seguridad aquel para el cual se obtiene:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

1.20.1.7 Método de Morgenstern y Price

Se establece una relación, entre los componentes de las fuerzas de interconexión, de tipo $X = f(x) E$, donde $f(x)$ es un factor de escala y $f(x)$, que esta en función de la posición de E y de X, establece una relación entre las variaciones de la fuerza X y de la fuerza E en la masa deslizante. La función $f(x)$ se elige arbitrariamente (constante, senoide, semisenoide, trapecio, fraccionada) e influye poco sobre el resultado, pero se debe verificar que los valores obtenidos de las incógnitas sean físicamente aceptables.

La particularidad del método es que la masa se subdivide en franjas infinitesimales, a las cuales se aplican las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical y de rotura en la base de las franjas. Se llega a una primer ecuación diferencial que une las fuerzas de conexión incógnitas E, X, el coeficiente de seguridad F_s , el peso de la franja infinitésima dW y el resultado de las presiones neutras en la base dU .



Acciones en la i -ésima rebanada según las hipótesis de Morgenstern y Price y representación del conjunto

Se obtiene la llamada "ecuación de las fuerzas":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una segunda ecuación, llamada "ecuación de los momentos", se escribe imponiendo la condición de equilibrio a la rotación respecto a la base:

$$X = \frac{d(E \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

Estas dos ecuaciones se extienden por integración a toda la masa deslizante.

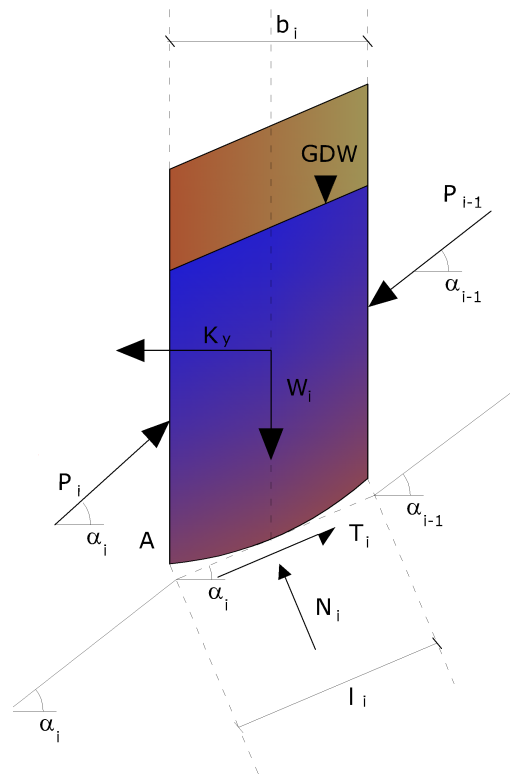
El método de cálculo satisface todas las ecuaciones de equilibrio y se aplica a superficies de cualquier forma, pero implica necesariamente el uso de un ordenador.

1.20.1.8 Método de Zeng y Liang (2002)

Con Zeng y Liang se efectuaron una serie de análisis paramétricos en un modelo bidimensional, desarrollado según los elementos finitos, que recrea el caso de pilotes en un terreno en movimiento (drilled shafts). El modelo bidimensional reproduce una franja de terreno de espesor 1 y supone que el fenómeno se da en condiciones de deformación plana en dirección paralela al eje de los pilotes.

Dicho modelo ha sido utilizado para investigar la influencia que tienen en la formación del efecto arco, algunos parámetros como el intereje entre pilotes, el diámetro y la forma de los mismos y las propiedades mecánicas del suelo. En la relación entre interejes y el diámetro de los pilotes (s/d), los autores identifican el parámetro adimensional determinante en la formación del efecto arco.

El problema resulta ser estáticamente indeterminado, con un grado de indeterminación igual a $(8n-4)$, sin embargo es posible obtener una solución reduciendo el número de incógnitas y asumiendo hipótesis simplificadoras, con el fin de determinar el problema.



Acciones en la i-ésima rebanada según la hipótesis de cálculo de Zeng Liang

Los supuestos que determinan el problema son:

- Ky se asumen como horizontales con el fin de reducir el número total de incógnitas de $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Las fuerzas normales en la base de la banda actúan en el punto medio, reduciendo las incógnitas de n a $(6n-3)$;
- La posición de los empujes laterales está a un tercio de la altura promedio de la inter rebanada y reduce las incógnitas de $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Las fuerzas (P_{i-1}) y P_i se asumen como paralelas a la inclinación de la base de la franja (α_i) , reduciendo el número de incógnitas de $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Se asume un único límite elástico para todas las franjas, reduciendo las incógnitas de (n) a $(3n-1)$;

El número total de incógnitas se reduce por lo tanto a $(3n)$ y para calcularlas se usa el factor de transferencia de carga. Además se debe tener en cuenta que la fuerza de estabilización transmitida al terreno en el lado externo de los pilotes se reduce en una cantidad R , llamado factor de reducción, calculado como a continuación:

$$R = \frac{1}{s/d} \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d} \frac{1}{s/d} \right) \cdot R_d$$

El factor R depende por lo tanto del cociente entre el intereje de los pilotes y el diámetro de los mismos y del factor R_d que toma en cuenta el efecto arco.

1.20.2 Numerical method

1.20.2.1 Metodo DEM

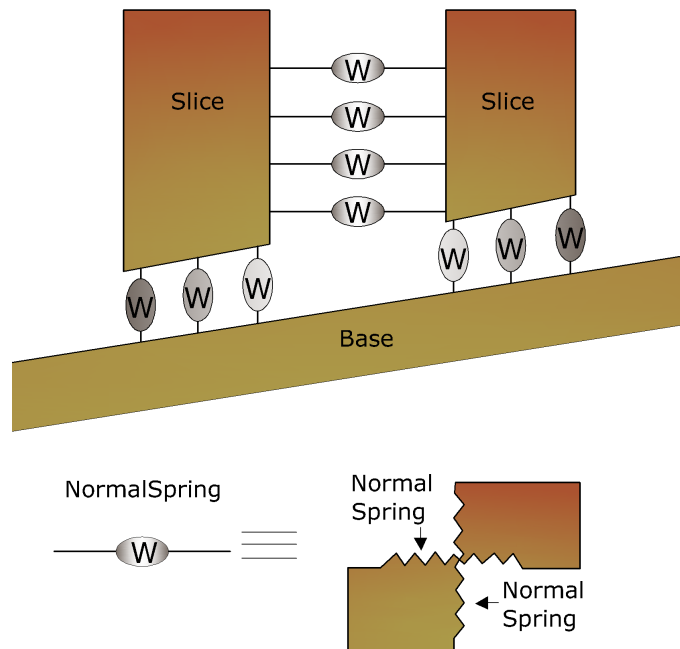
Con este método el suelo se modela como una serie de elementos discretos (Bloques) y se tiene en cuenta la compatibilidad entre estos bloques.

A tal efecto cada bloque se conecta con los bloques adyacentes y con la base por medio de resortes (modelo de Winkler)

Hay una serie de resortes en dirección normal a la superficie de contacto con el fin simular la rigidez normal y otra serie en dirección tangencial para simular la resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto.

Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto de los resortes normales y transversales. Los resortes normales no ceden a la compresión, ceden solo a la

tracción, con una capacidad de extensión máxima en caso de suelo cohesivo y nula para suelos sin cohesión.



Schematic Figure of Winkler Springs at Interface between Two Adjacent Slices or between Slice and Immovable Base

Los resortes transversales ceden cuando se alcanza la máxima resistencia al corte y es necesario distinguir entre dos tipos de comportamiento diferentes: terreno frágil y terreno no frágil. Para el primero la resistencia pico de los resortes está dada por:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \cdot \tan \varphi_p$$

Mientras que la resistencia residual

Para simplificar, en el siguiente análisis se asume que después de alcanzar la resistencia pico, la resistencia del terreno se reduce inmediatamente al valor de la

resistencia residual.

En terreno no frágil la resistencia no se reduce para grandes deformaciones al corte, por lo tanto la resistencia residual es igual a la de pico. La formulación de este método sigue la de una investigación anterior hecha por Chang e Mistra sobre la mecánica de los particulares discretos.

1.20.2.2 FEM

Para los fundamentos teóricos véase el software GFAS (Geotechnical and F.E.M. analysis System) de Geostru.

2 Slope/M.R.E.

M.R.E. (*Mechanically Stabilized Earth*)

Software para dimensionar y verificar tierras reforzadas con elementos metálicos o con geosintéticos.

Es posible definir varios tipos de tierra reforzada en el mismo archivo y efectuar al mismo tiempo todos los análisis de verificación y de proyecto con diferentes combinaciones de carga.

El software permite realizar el input en manera simple con una serie de herramientas como por ejemplo la generación automática de la posición de los refuerzos y un database de geosintéticos.

El análisis de verificación y de proyecto puede ser efectuado durante la fase de input en modo de establecer cuál de las combinaciones es la más desfavorable.

NORMATIVAS

Eurocódigos.

Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 2007).

British Standard 8006.

STAS.

TIPOS DE REFUERZOS

Tiras o barras metálicas;

Geomallas sintéticas o geotextiles (geosintéticos);
Mallas.

El programa dispone de un database de los principales elementos de refuerzo presentes en el mercado.

El usuario puede fácilmente engrandecer o modificar el database.

PROYECTO

Determinación de: longitudes eficaces y de plegadura, dimensionamiento de la sección resistente.

VERIFICACIONES

Desprendimiento/Desplazamiento

Internas Tieback y Compound

Estabilidad global: Desplazamiento, vuelco y carga última

VISUALIZACIÓN

Diagrama de las presiones en la obra;

Diagrama de los esfuerzos en los refuerzos;

Diagrama de las presiones en la cimentación;

Cuña de rotura.

El programa produce una relación de cálculo detallada rica de contenidos teóricos.

2.1 Verificaciones internas

Las comprobaciones internas que se realizan son:

Desprendimiento

Deslizamiento

Resistencia a tracción

Tanto para el desprendimiento como para el deslizamiento se dimensionan unas longitudes efectivas tales que desarrollen [fuerzas de rozamiento](#)^[90] que contrasten con la fuerza [de tracción inducida en los refuerzos](#)^[92], o sea garantizando el factor de seguridad asignado.

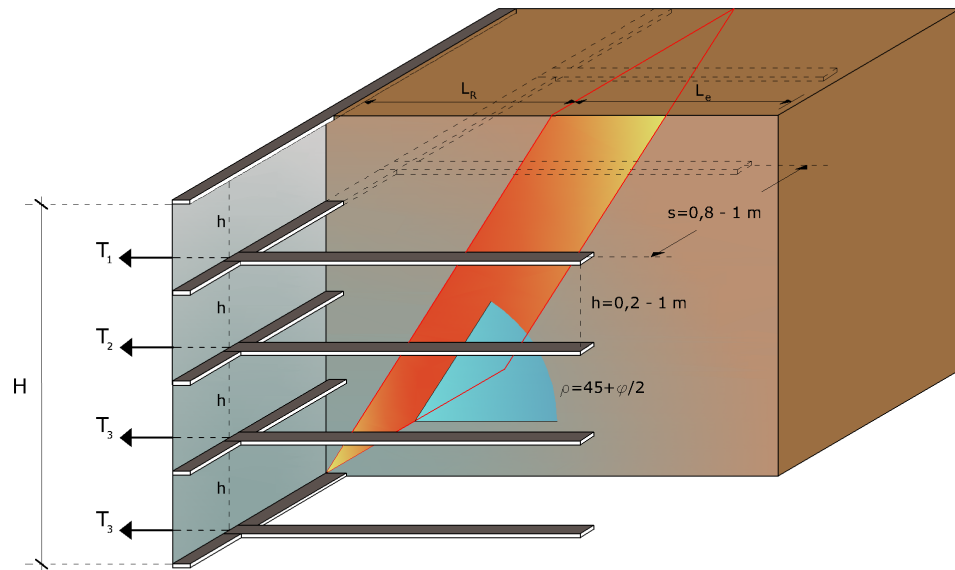
La verificación de la resistencia a la tracción consiste en dimensionar la sección en el refuerzo en manera tal de obtener tensiones inducidas inferiores a la admisible.

2.1.1 Espaciamento refuerzos

Se calcula el espaciamento de las tiras de refuerzo en horizontal y vertical (Fig. 1).

Esto no es necesario cuando los refuerzos son mallas metálicas o geotextiles, cuyo espaciamento es fijo. El espaciamento vertical puede variar de 0.2 a 1 m y el horizontal de 0.8 y 1 m, aproximadamente.

En el análisis se hace referencia a un tramo de 1 metro de anchura, al cual se asocia el diagrama de las presiones horizontales.



Esquema representativo de la disposición de los refuerzos y relativo espaciamiento

2.1.2 Fuerzas de tracción refuerzos

Se determinan las fuerzas de tracción de los diferentes refuerzos, dadas por el área del diagrama de las presiones de cada tira.

Para el diagrama triangular del relleno, la fuerza en la tira está dada por el área del trapecio $ab'd'$ y se transforma en la presión promedio q_i a la profundidad de la tira Z_i según la expresión:

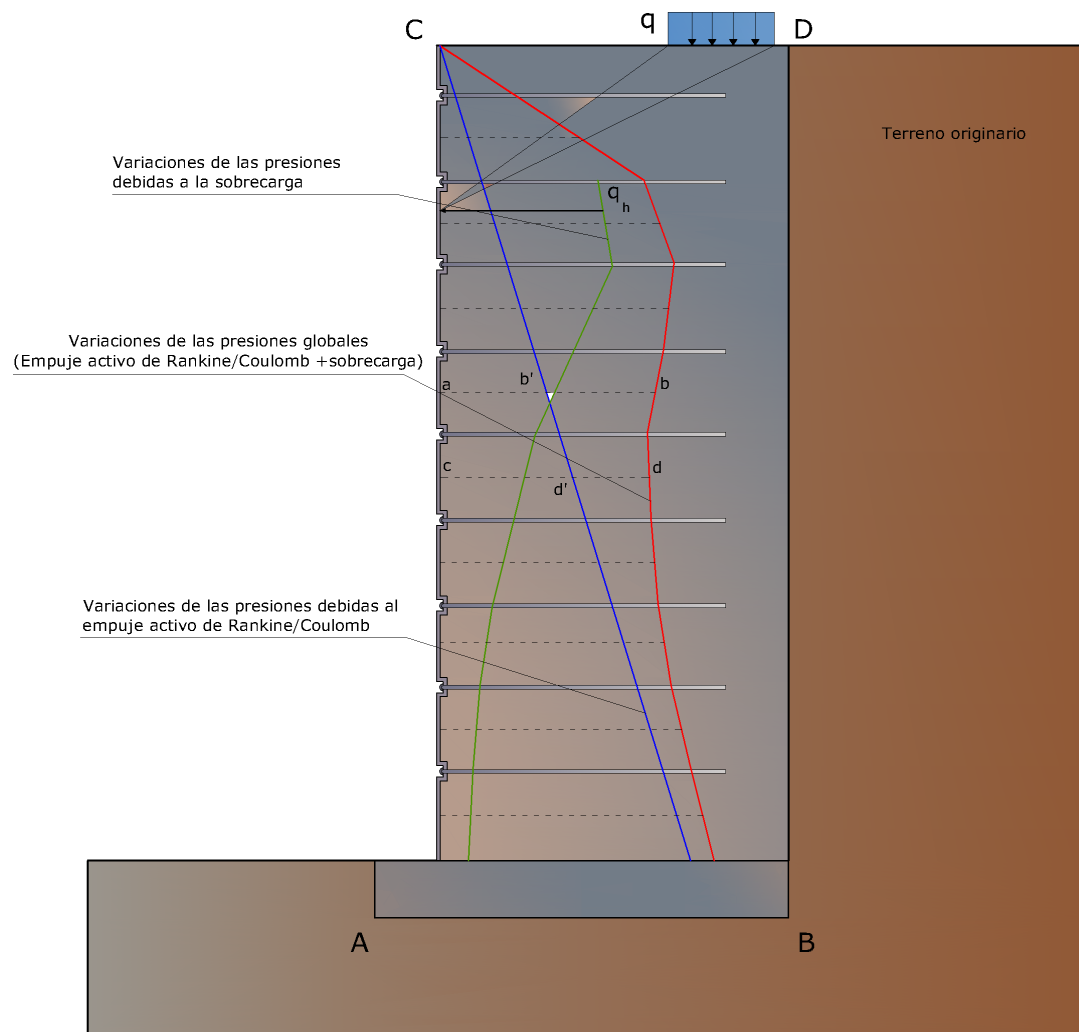
$$q_i = \gamma z_i \cdot K_a$$

La presión q_i actúa sobre un área definida por el espaciamiento de las armaduras $h \cdot s$ y corresponde a una fuerza de tracción en el refuerzo igual a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Para el equilibrio la suma de las fuerzas de tracción debe ser igual al componente horizontal de las fuerzas agentes.

$$\sum T_i = P_{ah}$$



Esquema representativo de la disposición de los refuerzos y relativo espaciamiento

2.1.3 Longitudes requeridas

Se calculan las longitudes de las tiras (L_e) (Fig. 5.1.3.1), requeridas para que se desarrolle una fuerza de rozamiento $F_r = T_i$.

Con base en esta longitud y en las dimensiones de la cuña de Rankine, se puede determinar la longitud (L_0) de las tiras a utilizar. Generalmente se utilizan tiras de la misma longitud en todo lo alto del muro.

La longitud de anclaje depende del coeficiente de rozamiento $f = \tan(\delta)$ entre el suelo y el refuerzo, siendo δ una oportuna fracción del ángulo de rozamiento interno del terreno ϕ .

Si la tira es suficientemente rugosa, entonces $\delta = \phi$, mientras que para metales lisos δ está comprendida aproximadamente entre 20° y 25° .

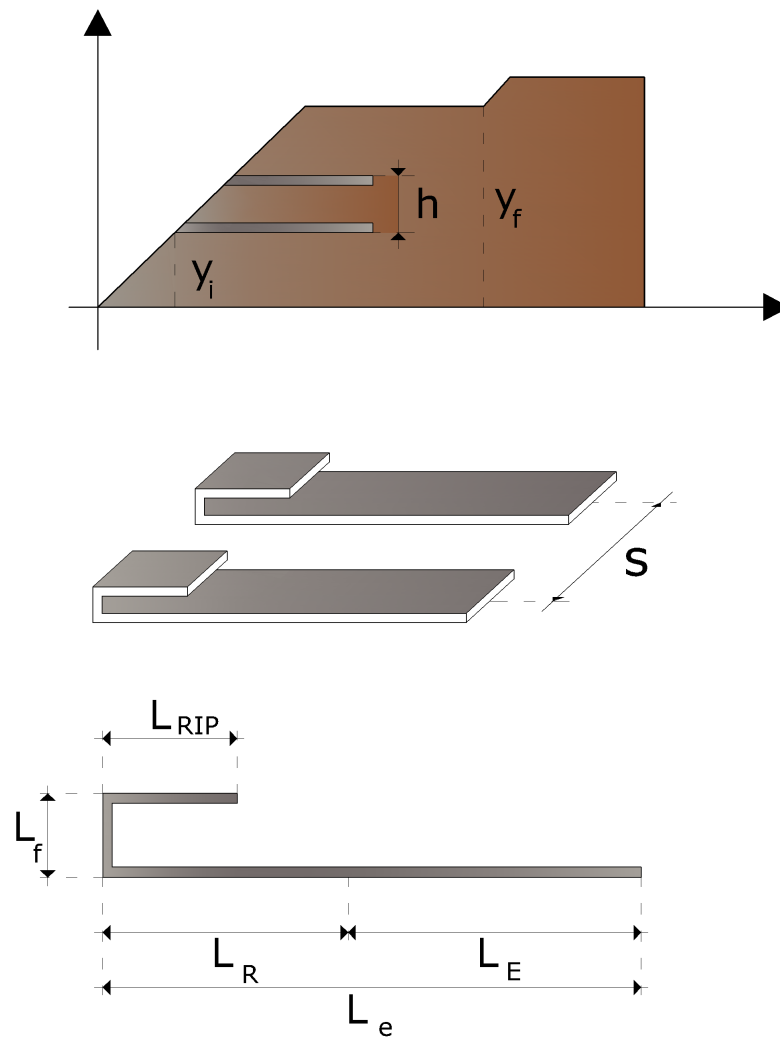


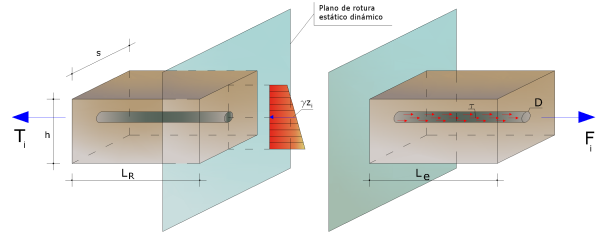
Figura 5.1.3.1- Esquema de la longitud de los refuerzos

Con tiras de dimensiones $b \times L_e$ o con geosintéticos de 1 metro de anchura y longitud L_e ambas caras desarrollan rozamiento, mientras que con barras circulares el rozamiento resistente se desarrolla a lo largo del perímetro. En cada caso, el rozamiento está dado por el producto de f por la presión normal en el refuerzo calculada como $p_0 = \gamma z_i$, donde z_i es la distancia promedio desde la superficie del terreno hasta el refuerzo.

Tenemos por lo tanto:

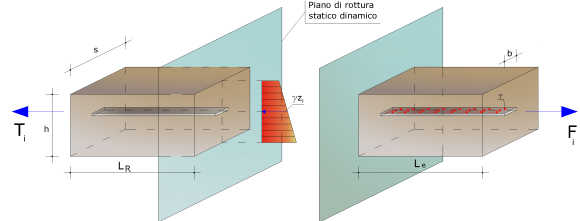
Para barras

$$F_i = \pi D (\gamma z_i) \tan \delta (L_e) \geq T_i$$



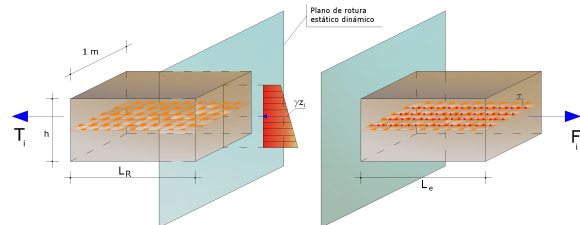
Para tiras

$$F_i = 2 (\gamma z_i) \tan \delta (b \times L_e) \geq T_i$$



Para geomallas

$$F_i = 2 (\gamma z_i) \tan \delta (1 \times L_e) \geq T_i$$



Si en las fórmulas anteriores el signo (\geq) es reemplazado con el signo ($=$), entonces el coeficiente de seguridad $FS = 1$. Si se asume $FS > 1$, el valor de L_e resultará necesariamente mayor que el dado por estas fórmulas.

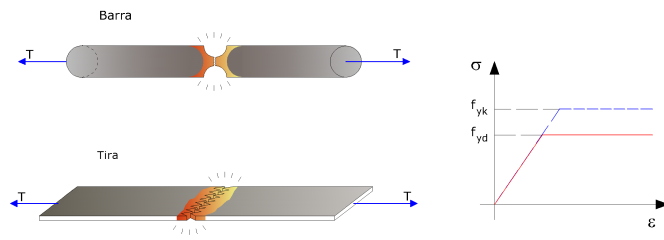
2.1.4 Resistencia a tracción

Conocidas las fuerzas de tracción en los refuerzos (T_i) se determina la sección de las armaduras $b \times t$. Para barras o tiras de metal con un esfuerzo admisible igual a:

tenemos:

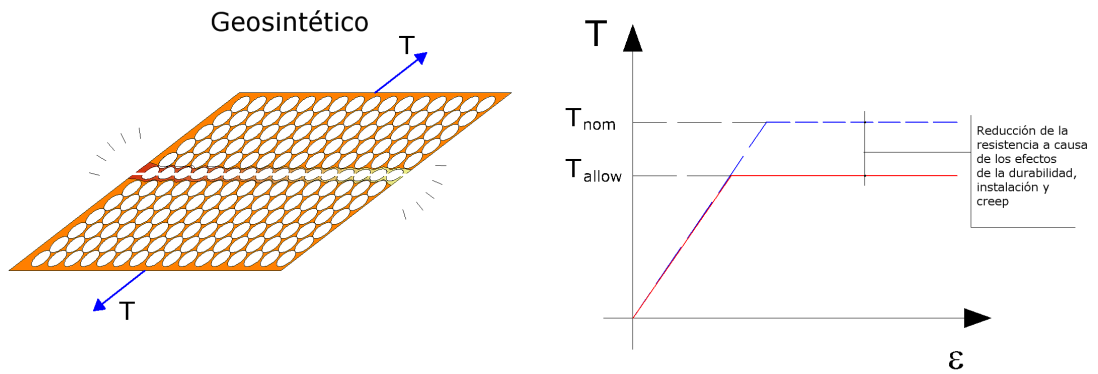
$$\frac{\pi \times D^2}{4} \times f_a \geq T_i$$

$$b \times t \times f_a \geq T_i$$



Con los geosintéticos se tiene el problema que la resistencia del tejido varía según el productor; por lo tanto se selecciona uno tal que:

(Longitud tira b) · (resistencia por unidad de longitud) ≥ T_i



La resistencia admisible usada para el dimensionado es:

$$\frac{LTDS}{FS}$$

El factor de seguridad único (FS) es una combinación de: $FS_{unión}$, $FS_{químico}$, $FS_{biológico}$,

$FS_{daños ambientales}$

$$FS = FS_{unión} \cdot FS_{químico} \cdot FS_{biológico} \cdot FS_{daños ambientales}$$

2.1.5 Longitud doblez

El cálculo de la longitud del doblez se lleva a cabo para evitar la expansión de la fachada.

Tal longitud tiene como valor mínimo un metro.

2.1.6 Tieback & Compound

Además de las verificaciones internas de deslizamiento y desprendimiento, es posible efectuar la verificación de la obra con respecto a potenciales superficies de rotura.

Las verificaciones que se llevan a cabo son: Tieback y Compound.

Tieback analysis (análisis de estabilidad interna)

Este tipo de prueba es útil para determinar si la resistencia a la tracción de cada refuerzo es suficiente como para asegurar que la tierra reforzada no sufra colapsos internos debidos al propio peso y a las sobrecargas.

El cálculo de la resistencia a la tracción del refuerzo permite determinar si el anclaje de este último puede evitar el colapso por deslizamiento a lo largo de la potencial superficie de rotura.

El análisis tieback se lleva a cabo con los métodos clásicos de estabilidad de vertientes y el cálculo se hace vinculado en un punto, el cual corresponde a la posición de cada refuerzo en la fachada de la obra. Este análisis permite obtener una distribución homogénea de las tensiones en los refuerzos

Compound analysis (análisis de estabilidad compuesta)

El análisis tieback asegura contra eventuales roturas internas; de hecho la resistencia de los refuerzos depende de la resistencia al desprendimiento y, por lo tanto, del anclaje en una zona estable. Sin embargo, con las superficies de deslizamiento más profundas y/o pasantes por el pie del talud, estas resistencias se pueden reducir, provocando inestabilidad. Es por esto que se requiere un análisis de estabilidad que permita determinar si la longitud de los primeros k refuerzos es tal que no cause deslizamientos a lo largo de dichas superficies. Esta es sin duda una prueba

conservadora, pero que garantiza estabilidad respecto a fallas por traslación y rotación de toda la obra.

El análisis se efectúa con los métodos del equilibrio límite, ya sea con superficies circulares que de cualquier tipo.

2.2 Verificaciones globales

Se comprueba la estabilidad de la obra en su conjunto, considerándola como un cuerpo rígido y la misma se considera segura cuando se verifica la seguridad a:

Vuelco

Deslizamiento

Carga última

Estabilidad global

VERIFICACIÓN AL VUELCO

El vuelco está representado por la posible rotación de la obra.

La acción determinante del vuelco está dada por el componente horizontal de los empujes del terreno más eventuales acciones externas;

La acción estabilizadora está dada por el componente vertical del empuje del terreno, por el peso propio de la obra.

La acción estabilizadora representada por la acción del empuje pasivo del terreno no se toma en cuenta.

En términos analíticos la verificación al vuelco se expresa con la condición que el momento estabilizador (M_e), con respecto al centro de rotación, no sea inferior al momento inducido por las fuerzas que provocan el vuelco (M_v), respecto al centro de rotación.

Este equilibrio se debe asegurar con un apropiado coeficiente de seguridad..

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

El desplazamiento depende de la posibilidad de que las fuerzas paralelas al plano de contacto entre cimentación y el terreno sean superiores a las fuerzas de rozamiento terreno-cimentación.

La fuerza que determina el deslizamiento (T) es el componente horizontal del empuje más eventuales sobrecargas, mientras que la fuerza contraria al deslizamiento está dada por el producto de las fuerzas normales (N) en el plano de contacto multiplicadas por el coeficiente de rozamiento.

El coeficiente de rozamiento (f) es la tangente del ángulo de rozamiento cimentación-terreno.

Para reducir el peligro de deslizamiento se puede inclinar el plano de apoyo de la cimentación.

En términos analíticos se expresa con:

$$N \cdot f > FS \cdot T$$

El grado de seguridad Fs varía en función de la normativa aplicada.

VERIFICACIÓN CARGA ÚLTIMA

Se realiza comparando la tensión normal máxima sobre el plano de cimentación con la tensión límite de rotura del terreno.

Esta condición se considera verificada si la relación entre la tensión límite y la tensión máxima es superior a un factor de seguridad preestablecido.

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Consiste en verificar la rotación de un cilindro de terreno que contenga sea la obra que la cuña de empuje. La verificación que se lleva a cabo se indica en manera más detallada en el software Slope.

2.2.1 Empuje

EMPUJE ACTIVO

El cálculo del empuje activo con el método de Coulomb se basa en el estudio del equilibrio límite global de un sistema cuyos componentes son el muro y la cuña de terreno homogéneo detrás de la obra implicada en la rotura, asumiendo una pared rugosa.

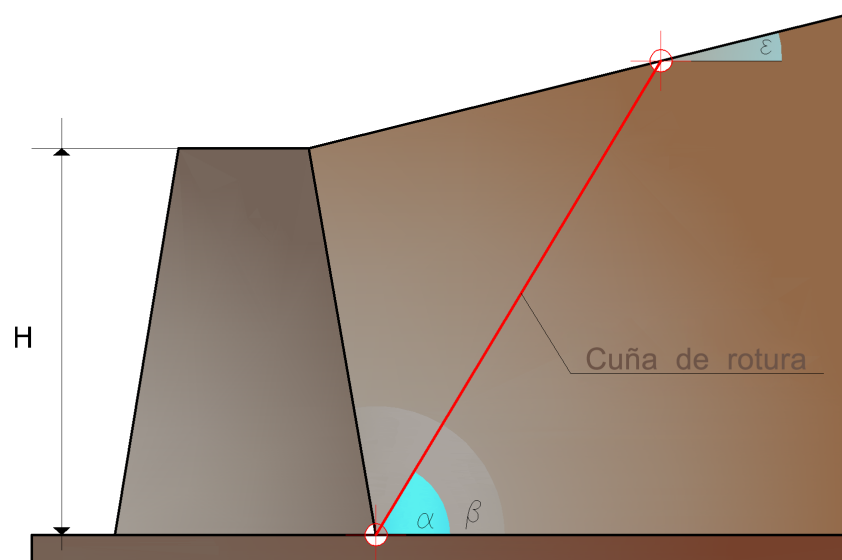
Para terreno homogéneo y seco el diagrama de las presiones es lineal con distribución:

$$P_t = K_A \cdot \gamma_t \cdot z$$

El empuje S_t se aplica a $1/3 H$ de valor:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

Indicando con:



$$K_A = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin^2(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valores límite de K_A :

$$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon) \quad \text{según Muller-Breslau}$$

| | |
|---------------|---|
| γ_t | Peso específico del terreno |
| β | Inclinación de la pared interna respecto al plano horizontal pasante por el pie |
| φ | Ángulo de resistencia al corte del terreno |
| δ | Ángulo de atrito terra-muro; |
| ε | Inclinación del plano del terreno respecto al plano horizontal, positiva si va contra de las manecillas del reloj |
| H | Altura de la pared |

Cálculo del empuje activo con Rankine

Si $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con pared vertical lisa y terraplén horizontal) el empuje S_t se simplifica en la siguiente forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2 (1 - \sin \varphi)}{2(1 + \sin \varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

coincidiendo con la ecuación de Rankine para el cálculo del empuje activo del terreno con terraplén horizontal.

De hecho, Rankine adoptó esencialmente la mismas hipótesis de Coulomb, con excepción del hecho que omitió el rozamiento terreno-muro y la presencia de cohesión. En su formulación general la expresión de K_A de Rankine se presenta como sigue:

$$K_A = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

Cálculo del empuje activo con Mononobe & Okabe

El cálculo del empuje activo con el método de *Mononobe & Okabe* tiene en cuenta el análisis del empuje en condiciones sísmicas con el método pseudo-estático. Se basa en el estudio del equilibrio límite global de un sistema cuyos componentes son el muro y la cuña de terreno homogéneo detrás de la obra implicada en la rotura, con una configuración ficticia de cálculo en la cual el ángulo ε , de inclinación del plano del terreno respecto al plano horizontal, y el ángulo β , de inclinación de la pared interna respecto al plano horizontal pasante por el pie, se aumentan en una cantidad θ tal que:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

donde:

k_h coeficiente sísmico horizontal y k_v vertical.

En ausencia de estudios específicos, los coeficientes k_h y k_v se deben calcular de la siguiente manera:

$$k_h = \frac{S \cdot a_g}{r} \quad k_v = 0,5 \cdot k_h$$

donde $S \cdot a_g$ representa el valor de aceleración sísmica máxima del terreno para las diversas categorías de perfil estratigráfico. Al factor r se le puede asignar el valor $r = 2$ en caso de obras suficientemente flexibles (muros libres de gravedad), mientras que en los otros casos es igual a 1 (muros en h.a. resistentes a flexión, muros en h.a. con pilotes o anclajes, muros de sótano).

Efecto de la cohesión

La cohesión induce presiones negativas constantes iguales a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A}$$

No siendo posible establecer a priori el decremento inducido en el empuje por efecto de la cohesión, ha sido calculada una altura crítica Z_c :

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

donde:

Q = Carga agente en el terraplén

Si $Z_c < 0$ el efecto se puede aplicar directamente como un decremento cuyo valor es:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto de aplicación igual a $H/2$.

Carga uniforme en el terraplén

Una carga Q , uniformemente distribuida sobre el plano terreno provoca presiones constantes iguales a:

$$P_q = \frac{K_A \cdot Q \cdot \text{sen} \beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Por integración, un empuje igual a S_q :

$$S_q = K_A \cdot Q \cdot H \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Aplicable en el punto $H/2$, habiendo indicado con K_A el coeficiente de empuje activo según Muller-Breslau

Empuje activo en condiciones sísmicas

En presencia de sismo la fuerza de cálculo ejercida por el terraplén sobre el muro está dado por:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

donde:

H = altura muro

k_v = coeficiente sísmico vertical

γ = peso específico del terreno

K = coeficiente de empuje activo total (estático + dinámico)

E_{ws} = Empuje hidrostático del agua

E_{wd} = Empuje hidrodinámico

En terrenos impermeables el empuje hidrodinámico $E_{wd} = 0$, pero viene efectuada una corrección en el valor del ángulo φ de la fórmula de Mononobe & Okabe tal que:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

En terrenos con alta permeabilidad en condiciones dinámicas vale siempre la corrección anterior, pero el empuje hidrodinámico asume la siguiente expresión:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altura del agua medida a partir de la base del muro.

Empuje hidrostático

El nivel freático con superficie distante H_w de la base del muro provoca presiones hidrostáticas normales en la pared que, en profundidad z, se expresan así:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con resultante:

$$S_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

El empuje del terreno sumergido se obtiene sustituyendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso eficaz del material sumergido en agua.

Resistencia pasiva

Para terreno homogéneo el diagrama de las presiones es lineal del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Por integración se obtiene el empuje pasivo:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Habiendo indicado con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valores límites de δ iguales a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

La expresión de K_p según Rankine asume la siguiente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

2.2.2 Carga última

Brinch - Hansen (EC 7 – EC 8)

Para que la cimentación de un muro pueda resistir la carga de proyecto en forma segura por lo que respecta a la rotura general, se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$V_d \leq R_d$$

donde:

V_d es la carga de proyecto, normal en la base de la cimentación, que comprende también el peso del muro;

R_d es la carga última de proyecto de la cimentación con respecto a las cargas normales, teniendo en cuenta el efecto de cargas inclinadas o excéntricas.

En el examen analítico de la carga última de proyecto R_d se deben considerar las situaciones a corto y a largo plazo de los suelos de grano fino.

La carga última de proyecto en condiciones no drenadas se calcula como:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

donde:

$$A' = B' \cdot L'$$

Área de la cimentación efectiva de proyecto, entendida, en caso de carga excéntrica, como el área reducida en cuyo centro se aplica el resultado de la carga..

c_u

Cohesión no drenada.

q

Presión litostática total en el plano de cimentación.

s_c

Factor de forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

Para cimentaciones rectangulares.

Para cimentaciones cuadradas o circulares.

Factor correctivo de la inclinación de la carga a causa de una carga H.

En condiciones drenadas la carga última de proyecto se calcula así:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

Factores de forma

$$s_q = 1 + \text{sen} \varphi' \quad \text{para forma rectangular}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{para forma cuadrada o circular}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{para forma rectangular}$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad \text{para forma cuadrada o circular}$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \text{sen} \varphi' \quad \text{para forma rectangular, cuadrada o circular}$$

Factores de inclinación resultado debido a una carga horizontal H paralela a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')}$$

$$i_c = \frac{(i_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

Factores de inclinación resultado debido a una carga horizontal H paralela a B'

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')} \right]^3$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')} \right]^3$$

$$i_c = \frac{(i_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

Además de los factores de corrección anteriores, se consideran otros complementarios de la profundidad del plano de cimentación y de la inclinación del plano de cimentación y del plano terreno (Hansen).

2.3 Datos generales

CÓDIGO

Nombre del tipo de obra: es necesario para identificarla.

DESCRIPCIÓN

Descripción de la obra.

LISTA REFUERZOS

Archivo tipos de refuerzos es una base de datos de materiales que el usuario puede personalizar con solo abrir dicho archivo y seleccionar la voz Lista refuerzos y hacer clic con la derecha del mouse para agregar o eliminar refuerzos.

Los datos solicitados cambian en función del tipo: barra, tira o geomalla.

A cada uno se debe asignar, además de las características geométricas, la resistencia admisible (fa) del material.

NORMATIVA PARA PROYECTOS

Es posible elegir varias normativas:

Equilibrio Límite: aplica la teoría del equilibrio límite con una sola combinación de carga y un factor de seguridad global en las verificaciones.

BS 8006: Son las normas internacionales British Standard 8006, según las cuales se pueden analizar el estado límite último y el estado límite de servicio de la estructura, ambos definidos por factores de carga y coeficientes parciales.

EC8: Los Eurocódigos comprenden, como las normas anteriores, el análisis al estado límite último y de servicio.

Normas técnicas (Texto Único): se pueden considerar varias combinaciones de carga con diferentes factores de combinación y los coeficientes de seguridad parciales de los parámetros geotécnicos.

Según la Norma seleccionada, el programa genera las combinaciones de carga que se pretende analizar y es posible elegir si efectuar el cálculo con el criterio de verificación o de proyecto.

SISMO

Con base en la aceleración máxima al suelo, el programa calcula el coeficiente de empuje horizontal y vertical. Estos coeficientes pueden ser modificados por el usuario.

Tipología

Después de haber seleccionado el tipo de datos generales y confirmado con el botón Aplicar, el software selecciona la parte teórica específica a introducir en el informe, el cual se puede generar en la sección Informe - Exportar en Word

The image shows the software interface for 'GEOSTRU SLOPE'. At the top, there is a menu bar with options: M.R.E., DATOS, VISTA, and CÁLCULO-EXPORTAR. Below the menu bar is a toolbar with icons for file operations (Nuevo, Abrir..., Guardar) and data management (Archivo tipos de refuerzos, Datos generales, Geometría). The main window displays a dialog box titled 'Tipo... 1' with the following fields:

- Código:** Tipo... 1
- Descripción:** (Empty text box)
- Tipo:** Tierra reforzada (Dropdown menu)
- Normativa:** Equilibrio límite (Dropdown menu)
- Tipo de cálculo:** Verificación (Dropdown menu)
- Archivo tipos de refuerzos:** (Dropdown menu with ellipsis)

Below the main dialog box is a section titled 'Sismo' with the following options:

- Cálculo coeficientes sísmicos:** (Checked checkbox)
- Coeficiente sísmico horizontal:** Kh: 0
- Coeficiente sísmico vertical:** Kv: 0
- Efecto inercial en cimentación:** (Unchecked checkbox) K_{hi}: 0

At the bottom of the dialog box are buttons for 'Aplicar' and '?'.

2.4 Datos geométricos

El perfil de la tierra reforzada está definido por las coordenadas X, Y en un sistema local que tiene como origen el vértice inferior izquierdo.

Como se muestra en la Figura 5.4.1, el perfil debe ser cerrado, concretamente, los vértices de la tierra armada 1,2,3,4,5,6 comprenden el polígono del refuerzo.

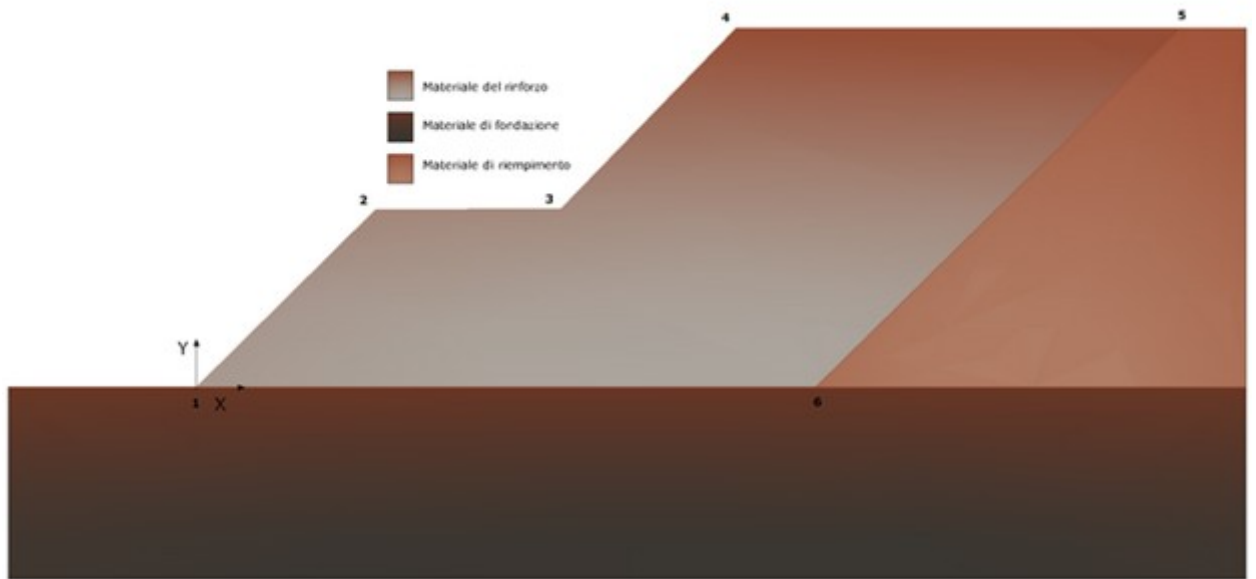



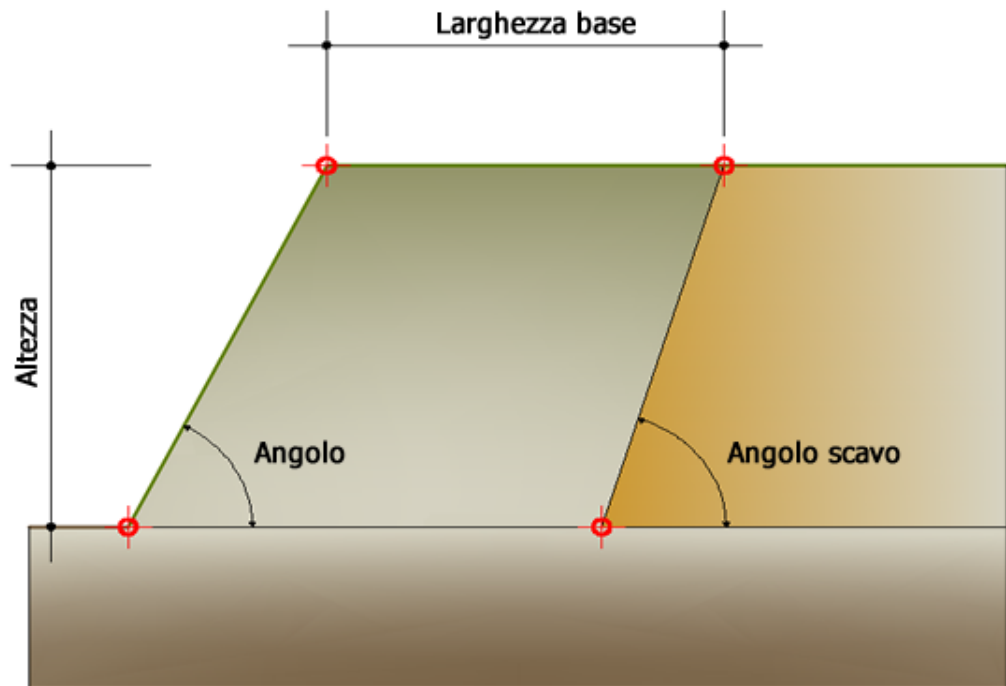
Figura 5.4.1- Imagen video de la tierra armada

 Nota:

El polígono del refuerzo debe ser cerrado

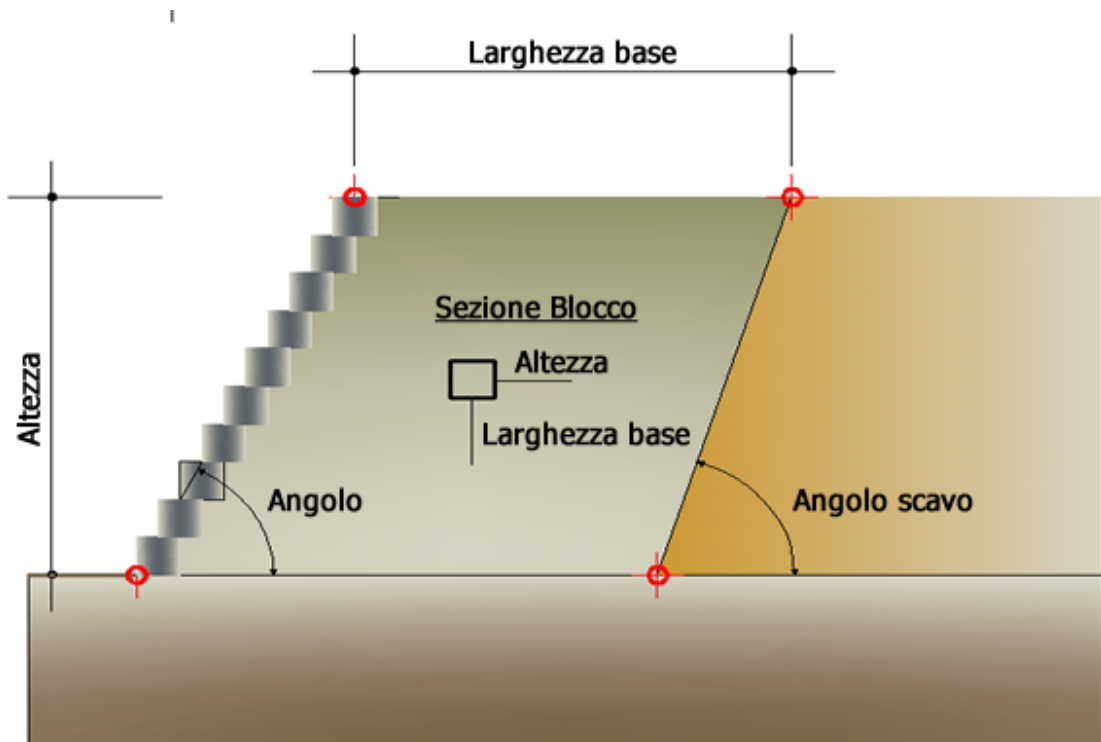
El polígono se puede definir por medio de puntos, indicando manualmente en la tabla las coordenadas X,Y, o también en forma automática. En este caso la pendiente del perfil puede ser constante o escalonada.

Si se selecciona la modalidad de generación automática, los datos requeridos son: el ángulo interior del polígono del refuerzo, o sea el ángulo que el perfil del talud forma con la horizontal; la altura y el ancho del polígono.



Generación automática de geometrías, datos de entrada

El software lleva a cabo la modalidad de generación automática "Escalones" asignando las dimensiones de los bloques por default o sino utilizando las que asigne el usuario en la sección "Bloques".



Generación automática de geometrías, datos de entrada

En "Geometría" se pueden definir las dimensiones geométricas de la cimentación. Para activar los datos insertados, estos se deben confirmar con el botón "Aplicar".

Para borrar todos los valores numéricos de la tabla basta con seleccionarlos y después usar la tecla Supr del teclado o sino, después de haberlos seleccionado, usar el lado derecho del mouse y seleccionar la opción "Borrar todo".

El comando "Importar DXF" permite importar el perfil del refuerzo, con la condición necesaria de que se haya definido a partir de una polilínea abierta creciente de izquierda a derecha.

Si el usuario tiene las coordenadas del perfil en una hoja de cálculo, las mismas se pueden copiar y pegar en la tabla de input.



Las marcas de verificación (flag) en la columna "Usar" significan que el punto correspondiente ha sido utilizado para enganchar un bloque.

2.5 Cargas

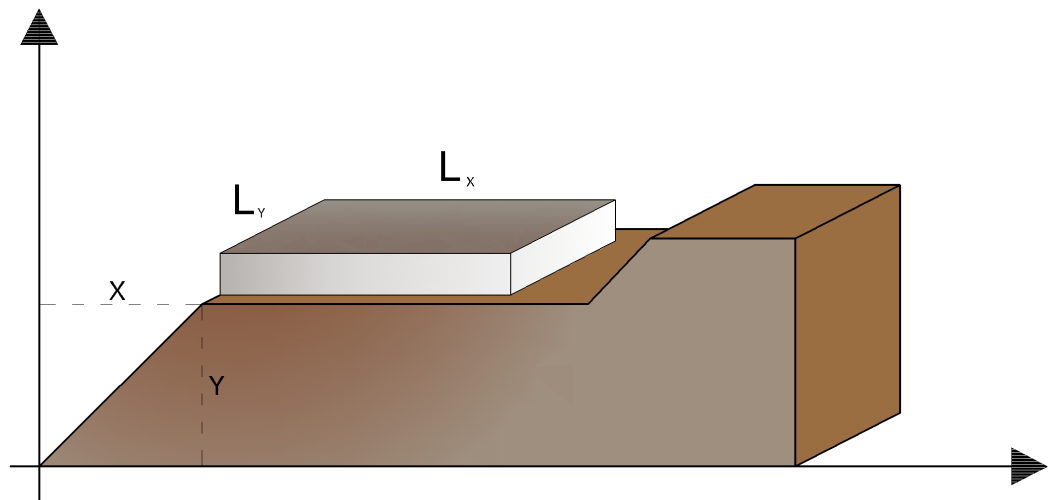
Se identifican con:

Descripción: el nombre aparecerá en las combinaciones de carga.

Punto de introducción X y Y en el sistema local donde se ha definido la tierra armada.

Longitudes L_x , L_y : definen la amplitud de sobrecarga.

Q: peso de la sobrecarga.



Definición de las medidas geométricas de la carga

2.6 Posición refuerzos

Los refuerzos se pueden colocar manualmente en la tabla insertando las coordenadas X,Y del sistema de referencia cartesiano representado en la figura de abajo.

Alternativamente se puede hacer la generación automática asignando las siguientes características geométricas:

- La posición inicial Y_i
- La posición final Y_f
- El espaciamiento h

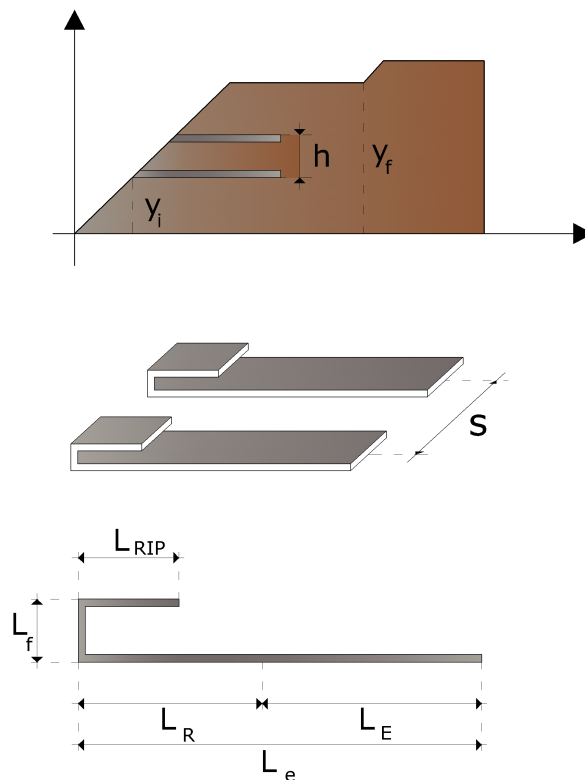
- La longitud del dobléz L_{RIP}
- La longitud de la fachada L_f
- Longitud total L_t

Además se puede asignar el intereje de los refuerzos y, desde la respectiva status bar [lista refuerzos](#)^[105], el tipo. Una vez efectuada la inserción de los datos es oportuno ejecutar el doble comando:

"Generar": Calcula la posición de inserción de los refuerzos representada en pantalla con un puntito colorado.

"Aplicar": Desaparece el puntito colorado, el cual será reemplazado por la representación gráfica de los refuerzos seleccionados.

En la tabla se presentan todas las medidas útiles para el cálculo o la comprobación de los refuerzos. En cualquier momento el usuario puede modificarlos confirmando con el comando *"Aplicar"*:



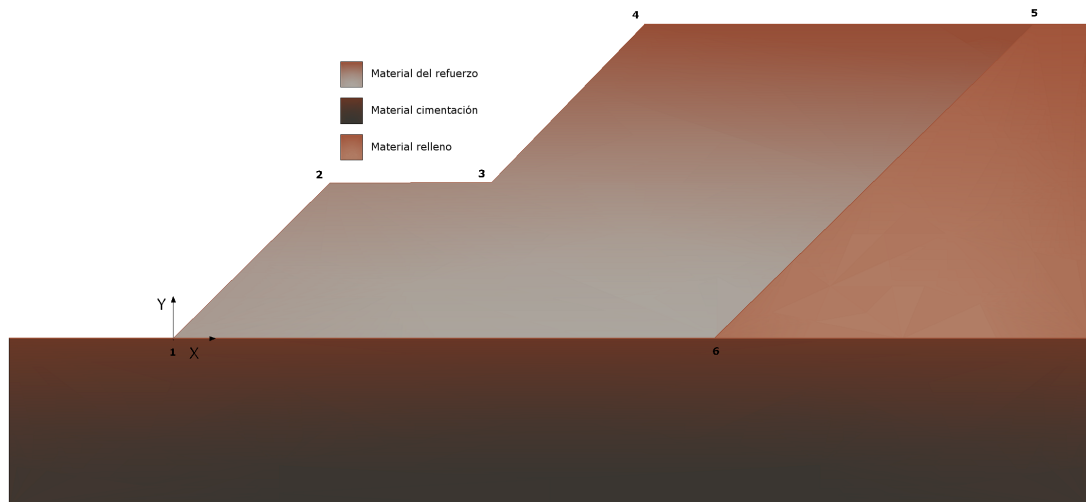
Definición de las medidas geométricas de los refuerzos



El análisis se efectúa siempre en metros lineales de espesor.

2.7 Materiales terreno

Es posible asignar tres materiales distintos, véase la siguiente figura:



Materiales a definir en Datos Terreno

Material del refuerzo

Es el material de relleno de los refuerzos. Además del peso específico, el ángulo de resistencia al corte y la cohesión, es necesario asignar el ángulo de rozamiento terreno-refuerzo.

Material del relleno

Es el material de relleno en el dorso de la tierra reforzada. Además del peso específico, el ángulo de resistencia al corte, la cohesión y el Ángulo de rozamiento terreno-muro. La inclinación de la pared de empuje se considera vertical, por lo tanto el usuario no la puede modificar.

Material cimentación

El suelo de cimentación está caracterizado por: peso específico, ángulo de resistencia al corte y cohesión.

2.8 Factores de seguridad

FACTORES DE SEGURIDAD

Los factores de seguridad se deben definir según la normativa seleccionada. El programa subdivide los factores de seguridad en dos categorías: verificaciones globales y verificaciones compuestas.

Verificaciones globales

Deslizamiento: se prueba el deslizamiento entre la cimentación y el primer refuerzo (base).

Vuelco: la prueba del vuelco se lleva a cabo con respecto al vértice izquierdo de base del terreno.

Carga última: la carga última se calcula sobre el terreno de cimentación y toma en cuenta la profundidad del plano de apoyo, además de la inclinación ([Datos geométricos](#)^[107]).

Estabilidad global interna: son las verificaciones internas de estabilidad con los métodos del equilibrio límite para evaluar las potenciales superficies de deslizamiento al interior (Tieback y

2.9 Análisis

En la ventana de análisis aparecen las combinaciones de carga a examinar. Seleccionado con el mouse Combinaciones de carga y haciendo clic sobre el lado derecho del mouse es posible agregar, eliminar o restablecer la lista de las combinaciones. Para cada combinación se puede seleccionar el factor de combinación en las acciones y los coeficientes de seguridad parciales en los parámetros geotécnicos.

Con el comando Ejecutar análisis se realizan las verificaciones individuales. En la pantalla se muestra, para cada una, las longitudes L_R al interno de la cuña de empuje y las longitudes L_E eficaces al desprendimiento.

2.10 Resultados

Los resultados se organizan en tablas; la tabla "Bloques" se activa si se ha generado un perfil de paso en la sección "Geometría" y se han insertado bloques.

La primera tabla muestra para cada refuerzo individual los resultados del análisis organizado de la siguiente manera:

las longitudes de las caras las longitudes de los pliegues las longitudes interiores de la cuña, las longitudes efectivas y las longitudes totales de cada refuerzo:

el factor de seguridad en el desenhebrado;

la tensión en la armadura;

el factor de seguridad a la rotura;

el empuje sobre el refuerzo;

la resistencia al desenhebrado;

la resistencia última del material.

Se dan los coeficientes globales de seguridad para fluencia, vuelco y carga límite del suelo reforzado.

La tabla "Bloques" tiene la siguiente estructura:

posicionamiento del bloque individual (coordenadas cartesianas con respecto al sistema de referencia global);

empuje del suelo en el bloque individual;

resistencia de la geomalla entre bloque y bloque;

factor de seguridad de vuelco y deslizamiento del bloque individual (comprobaciones locales).

Los resultados de las comprobaciones globales se resumen en la pantalla mediante los valores de los coeficientes globales de seguridad para deslizamiento, basculamiento y carga límite.

Una vez realizado el cálculo, el programa genera los siguientes gráficos:

- empuje sobre el refuerzo;
- factor de seguridad en el refuerzo;
- factor de seguridad a la rotura;
- resistencia al deslizamiento;
- resistencia última del material.

En "Informe" se encuentra el comando "Exportar a Word ", que permite generar un informe de cálculo detallado en el que, además de las observaciones teóricas, se ofrecen los resultados del análisis en forma de tabla.

Seleccionando el botón "Cerrar", se cierra el proyecto de verificación de suelo reforzado y se entra en el entorno gráfico de estabilidad de taludes (Slope) para realizar las verificaciones de estabilidad Tieback y Compound. En el menú Cálculo, se selecciona el comando "Verificaciones internas" y se inicia el análisis de Tieback y Compuesto. Seleccionando "Resultados de la verificación interna", el programa genera un fichero .doc en el que, a nivel de cada armadura y para los puntos de coacción, se muestran las superficies críticas de los taludes, el factor de seguridad y el tipo de verificación: Tieback o Compuesto.

3 Slope/Rock

En el caso de taludes en roca, a diferencia de los de tierra, no se puede usar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para definir la resistencia del material; sin embargo con este método se describe un procedimiento que permite aplicar los métodos clásicos del Equilibrio Límite incluso en laderas rocosas.

3.1 Hoek & Bray

En el caso de taludes en roca, a diferencia de los de tierra, no se puede usar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para definir la resistencia del material; sin embargo con

este método se describe un procedimiento que permite aplicar los métodos clásicos del Equilibrio Límite incluso en laderas rocosas.

A tal fin se definen el ángulo de resistencia al corte y la cohesión presentes a lo largo de la superficie de deslizamiento según las siguientes expresiones:

$$\operatorname{tg} \varphi = AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1}$$

$$c = A\sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N \operatorname{tg} \varphi$$

donde:

σ_c es la resistencia a compresión uniaxial de la roca

A, B, T constantes en función del tipo y de la calidad de roca (Tabla 1)

N esfuerzo normal en la base de la rebanada

Las constantes A, B y T se determinan en función de la clasificación de las rocas según Bieniawski (índice RMR) y según Barton (índice Q).

Entre los dos sistemas de clasificación, con base en el análisis de 111 ejemplos, se ha encontrado la siguiente correlación:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44$$

| Clasificación Calidad de la roca | Calizas Dolomías Margas | Argillitas Siltitas Esquistos | Arenitas Cuarzitas | Andesitas Basaltos Riolitas | Anfibolitas Gneis Granitos Gabros |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--|
| RMR = 100 Q = 500 | A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140 | A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099 | A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067 | A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059 | A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040 |
| RMR = 85 Q = 100 | A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028 | A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020 | A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013 | A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012 | A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008 |
| RMR = 65 Q = 10 | A = 0.369 B = 0.669 | A = 0.427 B = 0.683 | A = 0.501 B = 0.695 | A = 0.525 B = 0.698 | A = 0.603 B = 0.707 |

| | | | | | |
|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | T = -0.006 | T = -0.004 | T = -0.003 | T = -0.002 | T = -0.002 |
| RMR = 44 | A = 0.198 | A = 0.234 | A = 0.280 | A = 0.295 | A = 0.346 |
| Q = 1 | B = 0.662 | B = 0.675 | B = 0.688 | B = 0.691 | B = 0.700 |
| | T = -0.0007 | T = -0.0005 | T = -0.0003 | T = -0.003 | T = -0.0002 |
| RMR = 3 | A = 0.115 | A = 0.129 | A = 0.162 | A = 0.172 | A = 0.203 |
| Q = 0.1 | B = 0.646 | B = 0.655 | B = 0.672 | B = 0.676 | B = 0.686 |
| | T = -0.0002 | T = -0.0002 | T = -0.0001 | T = -0.0001 | T = -0.0001 |
| RMR = 3 | A = 0.042 | A = 0.050 | A = 0.061 | A = 0.065 | A = 0.078 |
| Q = 0.01 | B = 0.534 | B = 0.539 | B = 0.546 | B = 0.548 | B = 0.556 |
| | T = 0 | T = 0 | T = 0 | T = 0 | T = 0 |

Relación entre la clasificación de la roca y los parámetros A, B e T

4 Slope/DEM

Con este método el suelo se modela como una serie de elementos discretos (Bloques) y se tiene en cuenta la compatibilidad entre estos bloques.

A tal efecto cada bloque se conecta con los bloques adyacentes y con la base por medio de resortes (modelo de Winkler)

Hay una serie de resortes en dirección normal a la superficie de contacto con el fin de simular la rigidez normal y otra serie en dirección tangencial para simular la resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto.

Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto de los resortes normales y transversales. Los resortes normales no ceden a la compresión, ceden solo a la tracción, con una capacidad de extensión máxima en caso de suelo cohesivo y nula para suelos sin cohesión.

4.1 DEM

Interconexión entre bloques

Con este método el suelo se modela como una serie de elementos discretos, que a continuación llamaremos bloques, teniendo en cuenta la compatibilidad entre los mismos.

A tal efecto cada bloque se conecta con los bloques adyacentes y con la base por medio de resortes (modelo de Winkler)

Hay una serie de resortes en dirección normal a la superficie de contacto con el fin de simular la rigidez normal y otra serie en dirección tangencial para simular la resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto.

Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto de los resortes normales y transversales. Los resortes normales no ceden a la compresión, ceden solo a la tracción, con una capacidad de extensión máxima en caso de suelo cohesivo y nula para suelos sin cohesión.

Los resortes transversales ceden cuando se alcanza la máxima resistencia al corte y se hace necesario distinguir dos tipos diferentes de comportamiento: suelo frágil y suelo duro. En los suelos frágiles la resistencia pico al corte de los resortes está dada por:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \tan \phi_p$$

Mientras la resistencia residual:

$$\tau_r = c_r + \sigma_n \tan \phi_r$$

Para simplificar, en el siguiente análisis se asume que después de haber alcanzado la resistencia de pico, la resistencia del suelo se reduce inmediatamente al valor de la resistencia residual.

Con suelos que no son frágiles, la resistencia no se reduce en caso de grandes deformaciones por cizalladura, por lo tanto la resistencia residual es igual a la de pico.

El planteamiento de este método sigue el de un estudio realizado precedentemente por Chang y Mistra sobre la mecánica de las partículas discretas.

Poniendo u_i^a , u_i^b , e ω^a , ω^b en modo tal que representen el desplazamiento y la rotación de los bloques A y B, se toma el punto P de manera que sea el punto medio de la interconexión entre los dos bloques, tal como se muestra en la Fig. 5. Llamamos r_i^{ap} al vector que une el baricentro del bloque A con el punto P. El desplazamiento del bloque B respecto al bloque A, en el punto P se expresa entonces como sigue:

$$\begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_x^{bp} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^b \\ u_y^b \\ \omega^b \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{ap} \\ 0 & 1 & r_x^{ap} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^a \\ u_y^a \\ \omega^a \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Si el bloque B se mantiene inmóvil, los valores de u_x^b , u_y^b , e ω^b se asumen iguales a cero.

Tomamos n_i^p de manera tal que sea el vector normal en la cara del bloque A en el punto P, hacia el interior definido por $n_i^p = (\cos \alpha, \sin \alpha)$ donde α es el ángulo entre

los ejes x y el vector n_i^p . El vector s_i^p , perpendicular al vector n_i^p , estará definido por $s_i^p = (-\sin\alpha, \cos\alpha)$.

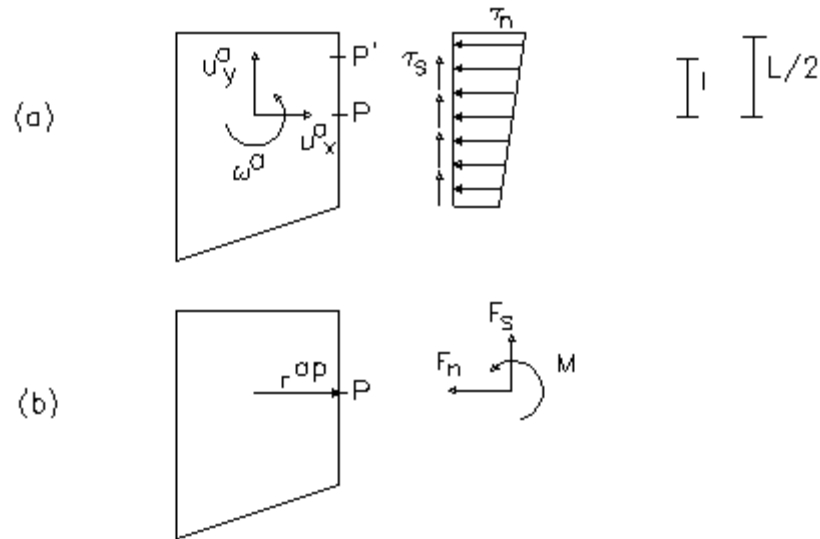


Fig. 5 (a) tensiones normales y tangenciales (b) Fuerzas y momentos equivalentes a la interconexión.

El vector deslizamiento del lado izquierdo de la ecuación 3 se puede transformar de coordenadas x-y a coordenadas locales n-s como sigue:

$$\begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Debido al desplazamiento relativo entre dos bloques cercanos, para un punto genérico P' de la interconexión, distante l del punto central P como se muestra en la figura 5, el alargamiento del resorte en dirección normal dn y el alargamiento en dirección ds tangencial están dados por:

Por efecto del alargamiento de los resortes surgen tensiones normales tangenciales de acuerdo con el comportamiento según Winkler, como se muestra en la figura 5. Tales tensiones en la superficie de contacto se pueden integrar para obtener fuerzas y momentos resultantes equivalentes de la siguiente manera:

$$F_n = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot \delta_n \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot \Delta_n \cdot dl + \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \Delta_\omega \cdot dl \quad (6)$$

$$F_s = \int_{-L/2}^{L/2} k_s \cdot \delta_s \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_s \cdot \Delta_s \cdot dl \quad (7)$$

$$M = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \delta_s \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \Delta_n \cdot dl + \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l^2 \cdot \Delta_\omega \cdot dl \quad (8)$$

donde

k_n = constante del resorte normal por unidad de longitud

k_s = constante del resorte transversal por unidad de longitud

L = longitud de la interconexión

Nótese que los resortes son de tipo elasto-plástico, por lo que los valores de k_n y k_s están en función de la deformación y por lo tanto se deben obtener de las curvas esfuerzos deformaciones mostradas en la Fig. 2-3. Para las conexiones que no ceden se utilizan las constantes elásticas k_n y k_s . Con las que ceden no se pueden utilizar las constantes elásticas, por lo que se requiere un método para considerar la no linealidad del problema y para esto se usa el método de la rigidez secante. Las constantes equivalentes \bar{k}_n y \bar{k}_s se pueden obtener como las correspondiente a la deformación, como se muestra en la Fig. 6

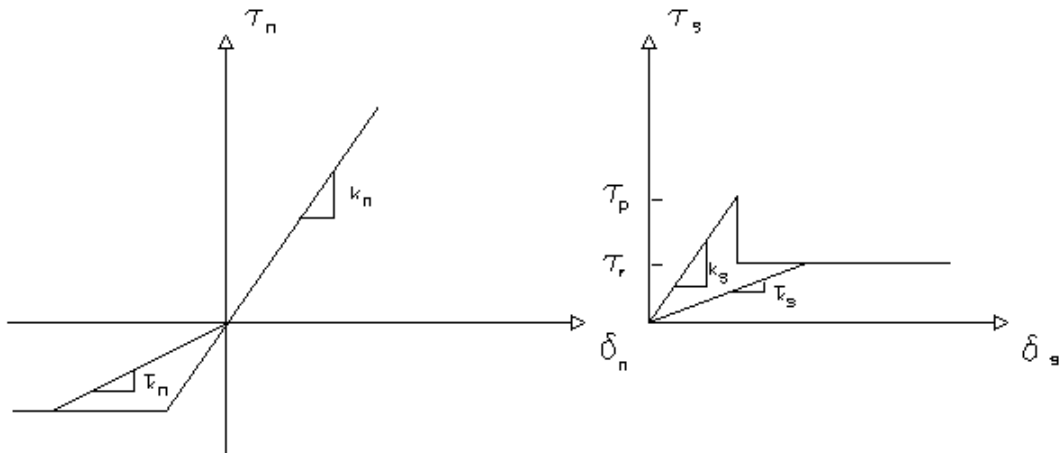


Fig. 6. Método secante para obtener K_n , K_s

Integrando tales expresiones, dado que los términos que incluyen el primer orden $K_n \times$ L son nulos se obtiene:

$$F_n = K_n \cdot D_{nx} \cdot L$$

$$F_s = K_s \cdot D_{sx} \cdot L \quad (7')$$

$$M = K_n \cdot \frac{L^3}{12} \quad (8')$$

o sea, en forma de matriz:

$$\begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_s^p \\ M_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & K_\omega \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} \quad (9)$$

donde:

$$K_n = K_{nx} \cdot L; \quad K_s = K_{sx} \cdot L; \quad K_\omega = K_{nx} \cdot \frac{L^3}{12}$$

Por conveniencia, transformamos las fuerzas de conexión F_n^p e F_s^p in F_x^p e F_y^p , pasando respectivamente del sistema de coordenadas locales n-s al sistema global x-y de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} \quad (10)$$

Las fuerzas resultantes agentes en cada cara de un bloque deben satisfacer las condiciones de equilibrio dadas por:

$$\begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \sum^N_p \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ r_y^{ap} & -r_x^{ap} & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} \quad (11)$$

donde N es el número total de caras del bloque. Las variables f_x^a , f_y^a , m^a son las fuerzas y los momentos de masa gravitacional del bloque A. Combinando las ecuaciones 3, 4, 9, 10 y 11 obtenemos un nexo entre fuerzas y deslizamientos del bloque A como se indica a continuación:

$$\begin{Bmatrix} f_x^a \\ f_y^a \\ m_\omega^a \end{Bmatrix} = \sum^N_p \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \cdot \left\{ \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_x^{bp} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^b \\ u_y^b \\ \omega^b \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{ap} \\ 0 & 1 & r_x^{ap} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^a \\ u_y^a \\ \omega^a \end{Bmatrix} \right\} \quad (12)$$

la matriz [c] está dada por el producto de las siguientes matrices:

$$\begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ r_y^{ap} & r_x^{ap} & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & K_\omega \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

Basándonos en la ecuac. 12, con cada bloque podemos escribir las tres ecuaciones de equilibrio de las fuerzas y de los momentos, obteniendo un sistema de 3 x N ecuaciones, para N bloques, como a continuación:

$$\{ f \} = [G] \times \{ u \} \quad (14)$$

{ f } : compuesta por f_x , f_y e m , para cada bloque

{ u } : compuesta por u_x , u_y ed ω , para cada bloque

[G]: la matriz de rigidez total.

Por lo tanto para cada bloque tenemos seis variables: las fuerzas de masa f_x , f_y e m y los deslizamientos u_x , u_y y la rotación ω , de las cuales se conocen tres o sea: f_x y m son iguales a cero.

Resolviendo el sistema de las $3 \times N$ ecuaciones se obtienen las $3 \times N$ incógnitas.

Hallados los deslizamientos baricéntricos de cada bloque, con la ecuación 3 se pueden obtener los alargamientos de los resortes entre dos bloques adyacentes. De estos alargamientos, a través de las relaciones fuerzas-alargamientos (ecuac. 4 y 9), se pueden obtener las fuerzas normales y tangenciales. Por último se pueden encontrar las tensiones normales σ_n y tangenciales τ_s agentes en cada conexión entre dos bloques, dividiendo las fuerzas obtenidas entre el área de conexión, o sea:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{L} \quad (15)$$

$$\tau_s = \frac{F_s}{L} \quad (16)$$

5 QSIM

5.1 Introducción

El software permite realizar el análisis de la estabilidad de taludes en condiciones dinámicas con el método de Newmark.

Según este método el talud se representa esquemáticamente como un bloque rígido que se desplaza sobre un plano inclinado. El movimiento se activa cuando la aceleración horizontal supera el valor crítico (k_c) calculado con el análisis pseudo-estático; por el contrario, cuando la aceleración del terreno vuelve a estar por debajo del valor crítico el movimiento continúa con aceleración nula.

Con Q_{sim} se extrae el comportamiento de los desplazamientos y las velocidades durante la fase sísmica y el desplazamiento máximo permanente. Además, se pueden generar acelerogramas artificiales de proyecto.

- Importación de los acelerogramas de cualquier archivo externo.
- Integraciones en la generación automática de los acelerogramas de proyecto.
- Cálculo del espectro de respuesta del acelerograma de proyecto.
- Cálculo de los espectros de respuesta según la normativa del estado límite último ELU, del estado límite de daño ELD y del estado límite elástico, horizontales y verticales.
- Superposición del espectro de respuesta del acelerograma de proyecto y el espectro según la normativa para establecer la compatibilidad.
- Diagramas de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos.
- Posibilidad de imprimir y exportar todos los gráficos.

[Véase Generación acelerograma](#) 

5.2 Generar acelerograma

GENERACIÓN DE UN ACELEROGRAMA

Modelo del movimiento sísmico

La acción sísmica que se manifiesta en un sitio cualquiera se puede caracterizar en modo completo cuando se conoce la historia temporal de las aceleraciones, las velocidades y los desplazamientos del suelo.

Evidentemente este conocimiento tan detallado no se puede obtener basándose solo en parámetros macrosísmicos, como son la magnitud M y la posición focal R .

De hecho estas dos medidas, además de ser de naturaleza físico-empírica (a diferencia de las medidas que de ellas se derivan, las cuales son completamente físicas), no distinguen las particularidades entre los diferentes mecanismos que pueden generar un evento sísmico.

Además de esto, el efecto local está profundamente influenciado por las condiciones geológicas y morfológicas de la porción de corteza que atraviesan las ondas y por las condiciones estratigráficas y geotécnicas propias del sitio.

Por otro lado, con los conocimientos actuales, estos dos parámetros macrosísmicos son los únicos con los cuales se puede obtener un grado de información concreta utilizable en el análisis de riesgo sísmico.

Para lograr definir el movimiento sísmico local es definitivamente necesario valerse de esquemas simplificados en los cuales los parámetros macrosísmicos se integren con informaciones de naturaleza empírica (elaboraciones estadísticas de registros de sismos anteriores) o, a falta de ello, con elementos basados en consideraciones apropiadas de los datos específicos del problema: distancia de las fuentes potenciales, características locales del suelo, etc.

Un modelo simplificado del movimiento sísmico local (por ej. de la historia temporal de las aceleraciones), pero adecuado a un buen número de situaciones concretas, se representa con la expresión:

$$a(t) = a \cdot \sum C_n \cdot \cos(\omega_n \cdot t - \phi_n) \quad (1)$$

donde:

- a representa el parámetro de intensidad y con más precisión, el valor de pico de la aceleración del suelo. Se trata de una variable aleatoria cuya distribución es obtenible en función de la aleatoriedad de la magnitud M y de la distancia focal R .
- Los términos C_n son los coeficientes del desarrollo en la sumatoria de Fourier normalizados. Describen el contenido de frecuencia del movimiento en cuando dan la importancia relativa de los diferentes componentes elementales de frecuencia ω_n . El diagrama de los coeficientes C_n en función de las frecuencias ω_n representa el espectro de Fourier del evento sísmico considerado.

Los coeficientes C_n se normalizan en modo tal que la sumatoria de la segunda parte de (1) tenga un valor máximo de 1, resultando:

$$|a(t)|_{\max} = a$$

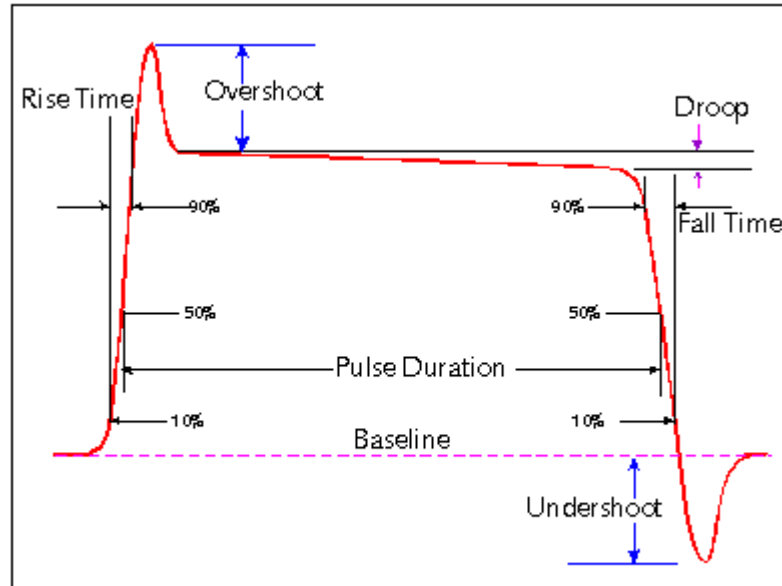
de acuerdo con la definición de a :

Los términos $\omega_n = n2\pi/D$ son las pulsaciones (en rad/s) de los diferentes componentes armónicos, múltiplos de la frecuencia mínima: $\omega_1 = 2\pi/D$, siendo D la duración de la vibración.

Los términos ϕ_n son los ángulos de fase, uno por cada componente armónico, comprendidos entre 0 y 2π .

Rise Time

Tiempo para alcanzar el máximo de la aceleración



representative pulse waveform

6 Normativa

6.1 Eurocódigo 7

EN 1997 Eurocode 7 introduces in the verifications regarding structural and geotechnical limit states design approaches that vary for different combinations of groups partial coefficients for actions, for material strength and overall strength of the system.

Each EU member state issues the National Annex (NA) or detailed specifications for the application of the directives contained in EN 1997.

For example, the first approach is used in the UK and Portugal, the second approach in most European countries (Germany, Slovakia, Italy, etc.) for the calculation of the bearing capacity and the third approach in the Netherlands and in most European countries for the calculation of slope stability.

The specifications give the values of the partial factors to be used and indicate approaches to be adopted in the design phase for the different works (bearing capacity, anchors, bulkheads, retaining walls, etc.).

DESIGN APPROACHES

2.4.7.3.4.2 Design Approach 1

1. Except for the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

Combination 1: A1" + "M1" + "R1

Combination 2: A2" + "M2" + "R1

where "+" implies: "to be combined with".

NOTE: In Combinations 1 and 2, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters.

2. For the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:
- 3.

Combination 1: A1" + "M1" + "R1

Combination 2: A2" + "(M1 or M2)" + "R4

NOTE 1: In Combination 1, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters. In Combination 2, partial factors are applied to actions, to ground resistances and sometimes to ground strength parameters.

NOTE 2: In Combination 2, set M1 is used for calculating resistances of piles or anchors and set M2 for calculating unfavorable actions on piles owing e.g. to negative skin friction or transverse loading.

3. If it is obvious that one of the two combinations governs the design, calculations for the other combination need not be carried out. However, different combinations may be critical to different aspects of the same design.

2.4.7.3.4.3 Design Approach 2

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: A1" + "M1" + "R2

NOTE 1: In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions and to ground resistances.

NOTE 2: If this approach is used for slope and overall stability analyses the resulting effect of the actions on the failure surface is multiplied by γ_E and the shear resistance along the failure surface is divided by $\gamma_{R,e}$.

2.4.7.3.4.4 Design Approach 3

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: (A1 or A2t) "+ "M2" + "R3*

*on structural actions

t on geotechnical actions

NOTE 1: In this approach, partial factors are applied to actions or the effects of actions from the structure and to ground strength parameters.

NOTE 2: For slope and overall stability analyses, actions on the soil (e.g. structural actions, traffic load) are treated as geotechnical actions by using the set of load factors A2.

The table 3.1. below shows which of partial factor are used in each design approach, depending on the type of structure being designed.

| Structure | Partial factors sets used in Design Approach... | | | |
|-----------------------|---|------------------------|-------------------|-------------------------------|
| | 1 | | 2 | 3 |
| | Combination 1 | Combination 2 | | |
| General | A1+M1+R1 | $\underline{A2}+M2+R1$ | A1+R2+M1 | $A1*(\underline{A2}^+)+M2+R3$ |
| Slope | A1+M1+R1 | $\underline{A2}+M2+R1$ | E1+R2+M1 | E2+M2+R3 |
| Piles and anchor-ages | A1+M1+ <u>R1</u> | $\underline{A2}+M1+R4$ | A1+ <u>R2</u> +M1 | $A1*(\underline{A2}^+)+M2+R3$ |

Table 3.1 - Ultimate limit state, design approach (*on structural actions, + on geotechnical actions)

| Design Approach 1 | | | Combination 1 | | | Combination 2 | | |
|--|-------------|------------------|---------------|-----|-----|---------------|------|-----|
| | | | A1 | M1 | R1 | A2 | M2 | R1 |
| Permanent actions (G) | Unfavorable | γ_G | 1,35 | | | 1,0 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | | | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | γ_Q | 1,5 | | | 1,3 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | | | 0 | | |
| Coeff. of shearing resistance ($\tan\phi$) | | γ_ϕ | | 1,0 | | | 1,25 | |
| Effective cohesion (c') | | $\gamma_{c'}$ | | 1,0 | | | 1,25 | |
| Untrained strength (c_u) | | γ_{c_u} | | 1,0 | | | 1,4 | |
| Unconfined compressive strength (q_u) | | γ_{q_u} | | 1,0 | | | 1,4 | |
| Weight density () | | γ_γ | | 1,0 | | | 1,0 | |
| Resistance (R) | | γ_R | | | 1,0 | | | 1,0 |

Table 3.2 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using and using Combination 2

| Design Approach 2 | | | A1 | M1 | R1 |
|---|-------------|------------------|------|-----|-----|
| Permanent actions (G) | Unfavorable | γ_G | 1,35 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | γ_Q | 1,5 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | | |
| Material properties(c) | | γ_M | | 1,0 | |
| Material resistance (Rv) | | γ_{Rv} | | | 1,4 |
| Sliding resistance (Rh) | | γ_{Rh} | | | 1,1 |
| Earth resistance against retaining structures | | γ_{Re} | | | 1,4 |
| ...in slope | | | | | 1,1 |

Table 3.3 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approach 2

| Design Approach 3 | | | A1 | A2 | M2 | R3 |
|---|-------------|------------------|------|-----|------|-----|
| Permanent actions (G) | Unfavorable | γ_G | 1,35 | 1,0 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | γ_Q | 1,5 | 1,3 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | 0 | | |
| Coeff.of shearing resistance ($\tan\phi$) | | γ_ϕ | | | 1,25 | |
| Effective cohesion (c') | | $\gamma_{c'}$ | | | 1,25 | |
| Untrained strength (c_u) | | γ_{c_u} | | | 1,4 | |
| Unconfined compressive strength (q_u) | | γ_{q_u} | | | 1,4 | |
| Weight density () | | γ_g | | | 1,0 | |
| Resistance (R) (except for pile shaft in tension) | | γ_R | | | | 1,0 |
| Pile shaft resistance in tension | | $\gamma_{R,st}$ | | | | 1,1 |

Table 3.4 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approach 3

Spread foundations

6.1 General

1. The provisions of this Section apply to spread foundations including pads, strips and rafts.
2. Some of the provisions may be applied to deep foundations such as caissons.

6.2 Limit states

1. The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:

- loss of overall stability;
- bearing resistance failure, punching failure, squeezing;
- failure by sliding;
- combined failure in the ground and in the structure;
- structural failure due to foundation movement;
- excessive settlements;
- excessive heave due to swelling, frost and other causes;
- unacceptable vibrations.

6.3 Actions and design situations

1. Design situations shall be selected in accordance with 2.2.
2. The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the limit states for calculation.
3. If structural stiffness is significant, an analysis of the interaction between the structure and the ground should be performed in order to determine the distribution of actions.

6.4 Design and construction considerations

1. When choosing the depth of a spread foundation the following shall be considered:
 - reaching an adequate bearing stratum;
 - the depth above which shrinkage and swelling of clay soils, due to seasonal weather changes, or to trees and shrubs, may cause appreciable movements;
 - the depth above which frost damage may occur;
 - the level of the water table in the ground and the problems, which may occur if excavation for the foundation is required below this level;
 - possible ground movements and reductions in the strength of the bearing stratum by seepage or climatic effects or by construction procedures;
 - the effects of excavations on nearby foundations and structures;
 - anticipated excavations for services close to the foundation;
 - high or low temperatures transmitted from the building;
 - the possibility of scour;

- the effects of variation of water content due to long periods of drought, and subsequent periods of rain, on the properties of volume-unstable soils in arid climatic areas;
 - the presence of soluble materials, e.g. limestone, clay stone, gypsum, salt rocks;
2. Frost damage will not occur if:
 - the soil is not frost-susceptible;
 - the foundation level is beneath frost-free depth;
 - frost is eliminated by insulation.
 3. EN-ISO 13793:2001 may be applied for frost protecting measures for building foundations.
 4. In addition to fulfilling the performance requirements, the design foundation width shall take account of practical considerations such as economic excavation, setting out tolerances, working space requirements and the dimensions of the wall or column supported by the foundation.
 5. One of the following design methods shall be used for spread foundations:
 - a direct method, in which separate analyses are carried out for each limit state. When checking against an ultimate limit state, the calculation shall model as closely as possible the failure mechanism, which is envisaged. When checking against a serviceability limit state, a settlement calculation shall be used;
 - an indirect method using comparable experience and the results of field or laboratory measurements or observations, and chosen in relation to serviceability limit state loads so as to satisfy the requirements of all relevant limit states;
 - a prescriptive method in which a presumed bearing resistance is used (see 2.5).
 6. Calculation models for ultimate and serviceability limit state design of spread foundations on soil given in 6.5 and 6.6 respectively should be applied. Presumed bearing pressures for the design of spread foundations on rock should be applied according to 6.7.

6.5 Ultimate limit state design

6.5.1 Overall stability

1. Overall stability, with or without the foundations, shall be checked particularly in the following situations:

- near or on a natural or man-made slope;
 - near an excavation or a retaining wall;
 - near a river, a canal, a lake, a reservoir or the sea shore;
 - near mine workings or buried structures.
2. For such situations, it shall be demonstrated using the principles described in Section 11, that a stability failure of the ground mass containing the foundation is sufficiently improbable.

6.5.2 Bearing resistance

6.5.2.1 General

1. The following inequality shall be satisfied for all ultimate limit states:

$$V_d \leq R_d \quad [6.1]$$

2. R_d shall be calculated according to 2.4.
3. V_d shall include the weight of the foundation, the weight of any backfill material and all earth pressures, either favorable or unfavorable. Water pressures not caused by the foundation load shall be included as actions.

6.5.2.2 Analytical method

1. The sample analytical calculation for bearing resistance given in Annex D may be used.
2. An analytical evaluation of the short-term and long-term values of R_d shall be considered, particularly in fine-grained soils.
3. Where the soil or rock mass beneath a foundation presents a definite structural pattern of layering or other discontinuities, the assumed rupture mechanism and the selected shear strength and deformation parameters shall take into account the structural characteristics of the ground.
4. When calculating the design bearing resistance of a foundation on layered deposits, the properties of which vary greatly between one another, the design values of the ground parameters shall be determined for each layer.
5. Where a strong formation underlies a weak formation, the bearing resistance may be calculated using the shear strength parameters of the weak formation. For the reverse situation, punching failure should be checked.
6. Analytical methods are often not applicable to the design situations described in 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P and 6.5.2.2(5). Numerical procedures should then be applied to determine the most unfavorable failure mechanism.
7. The overall stability calculations described in Section 11 may be applied.

6.5.2.3 Semi-empirical method

1. The sample semi-empirical method for bearing resistance estimation using pressuremeter test results given in Annex E is recommended.

6.5.2.4 Prescriptive method using presumed bearing resistance

1. The sample method for deriving the presumed bearing resistance for spread foundations on rock given in Annex G is recommended. When this method is applied, the design result should be evaluated on the basis of comparable experience.

6.5.3 Sliding resistance

1. Where the loading is not normal to the foundation base, foundations shall be checked against failure by sliding on the base.
2. The following inequality shall be satisfied:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \quad [6.2]$$

3. H_d shall include the design values of any active earth forces imposed on the foundation.
4. R_d shall be calculated according to 2.4.
5. The values of R_d and $R_{p,d}$ should be related to the scale of movement anticipated under the limit state of loading considered. For large movements, the possible relevance of post-peak behaviour should be considered. The value of $R_{p,d}$ selected should reflect the anticipated life of the structure.
6. For foundations bearing within the zone of seasonal movements of clay soils, the possibility that the clay could shrink away from the vertical faces of foundations shall be considered.
7. The possibility that the soil in front of the foundation may be removed by erosion or human activity shall be considered.
8. For drained conditions, the design shear resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows;

$$S_d = V'_d \tan \delta_d \quad [6.3]$$

or

$$R_d = (V'_d \tan \phi_k) / R_{rh} \quad (6.3b)$$

Note In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for the actions (γ_F) is 1,0 and $V'_d = V'_k$ in equation (6.3b).

9. In determining V'_d , account shall be taken of whether H_d and V'_d are dependent or independent actions.
10. The design friction angle δ may be assumed equal to the design value of the effective critical state angle of shearing resistance, $\phi'_{cv,d}$, for cast-in-situ concrete foundations and equal to $2/3 \phi'_{cv,d}$ for smooth precast foundations. Any effective cohesion c' should be neglected.
11. For undrained conditions, the design shearing resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows:

$$S_d = A' cu \quad [6.4a]$$

or

$$R_d = (A_c c_{u,k}) / R_{rh} \quad (6.4b)$$

12. If it is possible for water or air to reach the interface between a foundation and an undrained clay subgrade, the following check shall be made:

$$S_d \leq 0,4 V_d \quad [6.5]$$

13. Requirement (6.5) may only be disregarded if the formation of a gap between the foundation and the ground will be prevented by suction in areas where there is no positive bearing pressure.

6.5.4 Loads with large eccentricities

1. Special precautions shall be taken where the eccentricity of loading exceeds 1/3 of the width of a rectangular footing or 0,6 of the radius of a circular footing. Such precautions include:
 - careful review of the design values of actions in accordance with 2.4.2;
 - designing the location of the foundation edge by taking into account the magnitude of construction tolerances.
2. Unless special care is taken during the works, tolerances up to 0,10 m should be considered.

6.5.5 Structural failure due to foundation movement

1. Differential vertical and horizontal foundation displacements shall be considered to ensure that they do not lead to an ultimate limit state occurring in the supported structure.
2. A presumed bearing pressure may be adopted (see 2.5) provided displacements will not cause an ultimate limit state in the structure.
3. In ground that may swell, the potential differential heave shall be assessed and the foundations and structure designed to resist or accommodate it.

6.6 Serviceability limit state design

6.6.1 General

1. Account shall be taken of displacements caused by actions on the foundation, such as those listed in 2.4.2(4).
2. In assessing the magnitude of foundation displacements, account shall be taken of comparable experience, as defined in 1.5.2.2. If necessary, calculations of displacements shall also be carried out.
3. For soft clays, settlement calculations shall always be carried out.
4. For spread foundations on stiff and firm clays in Geotechnical Categories 2 and 3, calculations of vertical displacement (settlement) should usually be undertaken. Methods that may be used to calculate settlements caused by loads on the foundation are given in 6.6.2.
5. The serviceability limit state design loads shall be used when calculating foundation displacements for comparison with serviceability criteria.
6. Calculations of settlements should not be regarded as accurate. They merely provide an approximate indication.
7. Foundation displacements shall be considered both in terms of displacement of the entire foundation and differential displacements of parts of the foundation.
8. The effect of neighboring foundations and fills shall be taken into account when calculating the stress increase in the ground and its influence on ground compressibility.
9. The possible range of relative rotations of the foundation shall be assessed and compared with the relevant limiting values for movements discussed in 2.4.9.

6.6.2 Settlement

1. Calculations of settlements shall include both immediate and delayed settlement.
2. The following three components of settlement should be considered for partially or fully saturated soils:

- s_0 : immediate settlement; for fully-saturated soil due to shear deformation at constant volume, and for partially-saturated soil due to both shear deformation and volume reduction;
- s_1 : settlement caused by consolidation;
- s_2 : settlement caused by creep.

3. The sample methods for evaluating settlements s_0 and s_1 given in Annex F may be applied.
4. Special consideration should be given to soils such as organic soils and soft clays, in which settlement may be prolonged almost indefinitely due to creep.
5. The depth of the compressible soil layer to be considered when calculating settlement should depend on the size and shape of the foundation, the variation in soil stiffness with depth and the spacing of foundation elements.
6. This depth may normally be taken as the depth at which the effective vertical stress due to the foundation load is 20 % of the effective overburden stress.
7. For many cases this depth may also be roughly estimated as 1 to 2 times the foundation width, but may be reduced for lightly-loaded, wider foundation rafts.

Note This approach is not valid for very soft soils.

8. Any possible additional settlement caused by self-weight compaction of the soil shall be assessed.
9. The following should be considered:
 - the possible effects of self-weight, flooding and vibration on fill and collapsible soils;
 - the effects of stress changes on crushable sands.

10. Either linear or non-linear models of the ground stiffness shall be adopted, as appropriate.
11. To ensure the avoidance of a serviceability limit state, assessment of differential settlements and relative rotations shall take account of both the distribution of loads and the possible variability of the ground.
12. Differential settlement calculations that ignore the stiffness of the structure tend to be over-predictions. An analysis of ground-structure interaction may be used to justify reduced values of differential settlements.
13. Allowance should be made for differential settlement caused by variability of the ground unless it is prevented by the stiffness of the structure.

14. For spread foundations on natural ground, it should be taken into account that some differential settlement normally occurs even if the calculation predicts uniform settlement only.
15. The tilting of an eccentrically loaded foundation should be estimated by assuming a linear bearing pressure distribution and then calculating the settlement at the corner points of the foundation, using the vertical stress distribution in the ground beneath each corner point and the settlement calculation methods described above.
16. For conventional structures founded on clays, the ratio of the bearing capacity of the ground, at its initial undrained shear strength, to the applied serviceability loading should be calculated (see 2.4.8(4)). If this ratio is less than 3, calculations of settlements should always be undertaken. If the ratio is less than 2, the calculations should take account of non-linear stiffness effects in the ground.

6.2 Eurocódigo 8

3 GROUND CONDITIONS AND SEISMIC ACTION (EC8 - part 1)

3.1 Ground conditions

3.1.2 Identification of ground types

1. Ground types A, B, C, D, and E, described by the stratigraphic profiles and parameters given in Table 3.1 and described hereafter, may be used to account for the influence of local ground conditions on the seismic action. This may also be done by additionally taking into account the influence of deep geology on the seismic action.

Note: The ground classification scheme accounting for deep geology for use in a country may be specified in its National Annex, including the values of the parameters S , T_B , T_C and T_D defining the horizontal and vertical elastic response spectra in accordance with 3.2.2.2 and 3.2.2.3.

| Ground type | Description of stratigraphic profile | $V_{s,30}$ (m/s) | N_{SPT} (blows/30 cm) | c_u (kPa) |
|-------------|--|----------------------|----------------------------|----------------|
| A | Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface. | >800 | | |
| B | Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of meters in thickness, characterized by a gradual increase of mechanical properties with depth. | 360-800 | >50 | >250 |
| C | Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of meters. | 180-360 | 15-50 | 70-250 |
| D | Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil. | <180 | <15 | <70 |
| E | A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s. | | | |
| S_1 | Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content | <100 (indicative) | | 10-20 |
| S_2 | Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1 | | | |

Prospect 3.1-Ground types

- The site should be classified according to the value of the average shear wave velocity, $v_{s,30}$, if this is available. Otherwise the value of N_{SPT} should be used.
- The average shear wave velocity $v_{s,30}$ should be computed in accordance with the following expression:

$$(3.1)$$

where h_i and v_i denote the thickness (in meters) and shear-wave velocity (at a shear strain level of 10^{-5} or less) of the i -th formation or layer, in a total of N_i existing in the top 30 m.

4. For sites with ground conditions matching either one of the two special ground types S_1 or S_2 , special studies for the definition of the seismic action are required. For these types, and particularly for S_2 , the possibility of soil failure under the seismic action shall be taken into account.

Note: Special attention should be paid if the deposit is of ground type S_1 . Such soils typically have very low values of v_s , low internal damping and an abnormally extended range of linear behaviour and can therefore produce anomalous seismic site amplification and soil-structure interaction effects (see EN 1998-5:2004, Section 6). In this case, a special study to define the seismic action should be carried out, in order to establish the dependence of the response spectrum on the thickness and v_s value of the soft clay/silt layer and on the stiffness contrast between this layer and the underlying materials.

3.2 Seismic action

3.2.1 Seismic zones

1. For the purpose of EN 1998, national territories shall be subdivided by the National Authorities into seismic zones, depending on the local hazard. By definition, the hazard within each zone is assumed to be constant.
2. For most of the applications of EN 1998, the hazard is described in terms of a single parameter, i.e. the value of the reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} . Additional parameters required for specific types of structures are given in the relevant Parts of EN 1998.

Note: The reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} , for use in a country or parts of the country, may be derived from zonation maps found in its National Annex.

3. The reference peak ground acceleration, chosen by the National Authorities for each seismic zone, corresponds to the reference return period T_{NCR} of the seismic action for the no-collapse requirement (or equivalently the reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}) chosen by the National Authorities (see 2.1(1)P). An

importance factor γ_I equal to 1,0 is assigned to this reference return period. For return periods other than the reference (see importance classes in 2.1(3)P and (4)), the design ground acceleration on type A ground a_g is equal to a_{gR} times the importance factor γ_I ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$). (See Note to 2.1(4)).

4. In cases of low seismicity, reduced or simplified seismic design procedures for certain types or categories of structures may be used.

Note: The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the provisions of low seismicity apply may be found in its National Annex. It is recommended to consider as low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,08g (0,78 m/s²), or those where the product $a_g \times S$ is not greater than 0,1 g (0,98 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g \times S$ will be used in a country to define the threshold for low seismicity cases, may be found in its National Annex.

5. In cases of very low seismicity, the provisions of EN 1998 need not be observed.

Note: The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the EN 1998 provisions need not be observed (cases of very low seismicity) may be found in its National Annex. It is recommended to consider as very low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,04g (0,39 m/s²), or those where the product $a_g \times S$ is not greater than 0,05g (0,49 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g \times S$ will be used in a country to define the threshold for very low seismicity cases, can be found in its National Annex.

3.2.2 Basic representation of the seismic action

3.2.2.1 General

1. Within the scope of EN 1998 the earthquake motion at a given point on the surface is represented by an elastic ground acceleration response spectrum, henceforth called an "elastic response spectrum".

2. The shape of the elastic response spectrum is taken as being the same for the two levels of seismic action introduced in 2.1(1)P and 2.2.1(1)P for the no-collapse requirement (ultimate limit state – design seismic action) and for the damage limitation requirement.
3. The horizontal seismic action is described by two orthogonal components assumed as being independent and represented by the same response spectrum.
4. For the three components of the seismic action, one or more alternative shapes of response spectra may be adopted, depending on the seismic sources and the earthquake magnitudes generated from them.

3.2.2.2 Horizontal elastic response spectrum

1. For the horizontal components of the seismic action, the elastic response spectrum $S_e(T)$ is defined by the following expressions (see Figure. 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T}{T_B} \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4(s) : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \quad (3.5)$$

where:

| | |
|----------|---|
| $S_e(T)$ | is the elastic response spectrum |
| T | is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system |
| a_g | is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_I a_{gR}$); |
| T_B | is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch |
| T_C | is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch; |
| T_D | is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum |

- S is the soil factor;
 η is the damping correction factor with a reference value of $\eta = 1$ for 5% viscous damping, see (3) of this subclause.

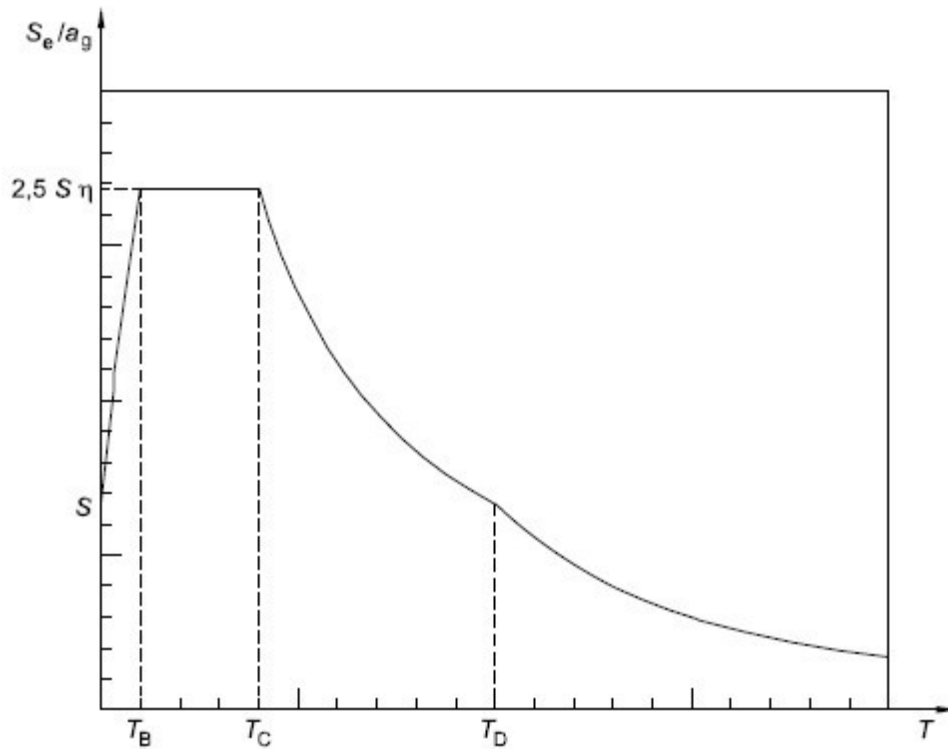


Figure 3.1 - Shape of the elastic response spectrum

2. The values of the periods T_B , T_C and T_D and of the soil factor S describing the shape of the elastic response spectrum depend upon the ground type.

Note 1: The values to be ascribed to T_B , T_C and T_D and S for each ground type and type (shape) of spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. If deep geology is not accounted for (see 3.1.2(1)), the recommended choice is the use of two types of spectra: Type 1 and Type 2. If the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters S , T_B , T_C and T_D are given in Table 3.2 for the Type 1 Spectrum and in Table 3.3 for the Type 2 Spectrum. Figure 3.2 and Figure 3.3 show

the shapes of the recommended Type 1 and Type 2 spectra, respectively, normalized by a_g , for 5% damping. Different spectra may be defined in the National Annex, if deep geology is accounted for.

| Ground type | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|-------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A | 1,0 | 0,15 | 0,4 | 2,0 |
| B | 1,2 | 0,15 | 0,5 | 2,0 |
| C | 1,15 | 0,20 | 0,6 | 2,0 |
| D | 1,35 | 0,20 | 0,8 | 2,0 |
| E | 1,4 | 0,15 | 0,15 | 2,0 |

Table 3.2 - Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

| Ground type | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|-------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A | 1,0 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| B | 1,35 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| C | 1,5 | 0,10 | 0,25 | 1,2 |
| D | 1,8 | 0,10 | 0,30 | 1,2 |
| E | 1,6 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |

Table 3.3 - Values of the parameters describing the recommended Type 2 elastic response spectra

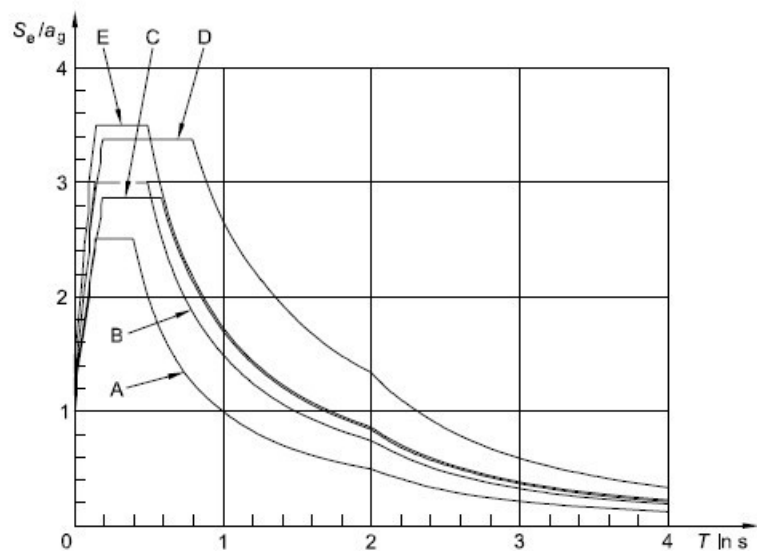


Figure 3.2 - Recommended Type 1 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

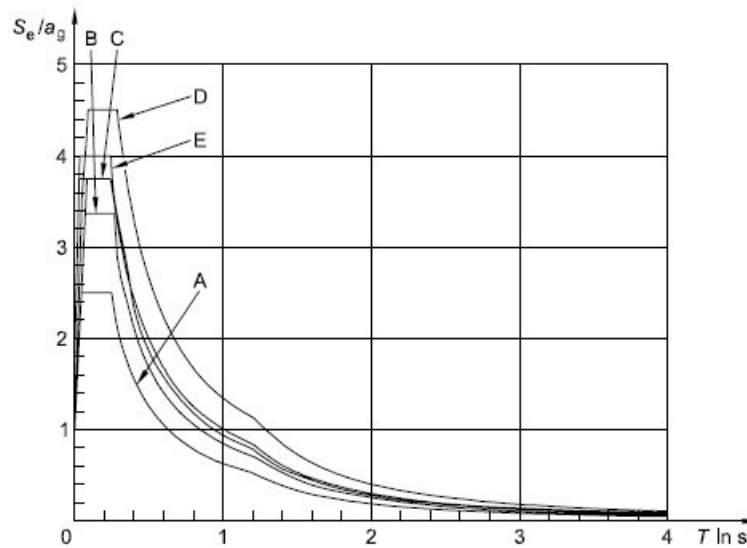


Figure 3.3 - Recommended Type 2 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

Note 2: For ground types S_1 and S_2 , special studies should provide the corresponding values of S , T_B , T_C and T_D .

3. The value of the damping correction factor may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

where:

ξ is the viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage.

4. If for special cases a viscous damping ratio different from 5% is to be used, this value is given in the relevant Part of EN 1998.
5. The elastic displacement response spectrum, $\mathcal{S}_{De}(\mathcal{T})$, shall be obtained by direct transformation of the elastic acceleration response spectrum, $\mathcal{S}_e(\mathcal{T})$, using the following expression:

$$(3.7)$$

6. Expression (3.7) should normally be applied for vibration periods not exceeding 4,0 s. For structures with vibration periods longer than 4,0 s, a more complete definition of the elastic displacement spectrum is possible.

Note: For the Type 1 elastic response spectrum referred to in Note 1 to 3.2.2.2(2)P, such a definition is presented in Informative Annex A in terms of the displacement response spectrum. For periods longer than 4,0 s, the elastic acceleration response spectrum may be derived from the elastic displacement response spectrum by inverting expression (3.7).

3.2.2.3 Vertical elastic response spectrum

1. The vertical component of the seismic action shall be represented by an elastic response spectrum, $S_{ve}(T)$, derived using expressions (3.8)-(3.11).

Note: The values to be ascribed to T_B , T_C , T_D and a_{vg} for each type (shape) of vertical spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended choice is the use of two types of vertical spectra: Type 1 and Type 2. As for the spectra defining the horizontal components of the seismic action, if the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters describing the vertical spectra are given in Table 3.4. These recommended values do not apply for special ground types S_1 and S_2 .

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4(s) : S_{ve}(T) = a_g \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

| Spectrum | a_{vg}/a_g | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|----------|--------------|-----------|-----------|-----------|
| Type 1 | 0,90 | 0,05 | 0,15 | 1,0 |
| Type 2 | 0,45 | 0,05 | 0,15 | 1,0 |

Table 3.4 - Recommended values of parameters describing the vertical elastic response spectra

2. To avoid explicit inelastic structural analysis in design, the capacity of the structure to dissipate energy, through mainly ductile behaviour of its elements and/or other mechanisms, is taken into account by performing an elastic analysis based on a response spectrum reduced with respect to the elastic one, henceforth called a "design spectrum". This reduction is accomplished by introducing the behaviour factor q .
3. The behaviour factor q is an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response was completely elastic with 5% viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional elastic analysis model, still ensuring a satisfactory response of the structure. The values of the behaviour factor q , which also account for the influence of the viscous damping being different from 5%, are given for various materials and structural systems according to the relevant ductility classes in the various Parts of EN 1998. The value of the behaviour factor q may be different in different horizontal directions of the structure, although the ductility classification shall be the same in all directions.
4. For the horizontal components of the seismic action the design spectrum, $S_d(T)$, shall be defined by the following expressions:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

where:

a_g, S, T_C, T_D are as defined in 3.2.2.2;

$S_d(T)$ is the design spectrum;

q is the behaviour factor;

is the lower bound factor for the horizontal design spectrum.

Note: The value to be ascribed to β for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value for β is 0,2.

5. For the vertical component of the seismic action the design spectrum is given by expressions (3.13) to (3.16), with the design ground acceleration in the vertical direction, a_{vg} replacing a_g , S taken as being equal to 1,0 and the other parameters as defined in 3.2.2.3.
6. For the vertical component of the seismic action a behaviour factor q up to to 1,5 should generally be adopted for all materials and structural systems.
7. The adoption of values for q greater than 1,5 in the vertical direction should be justified through an appropriate analysis.
8. The design spectrum as defined above is not sufficient for the design of structures with base-isolation or energy-dissipation systems.

3.2.3 Alternative representations of the seismic action

3.2.3.1 Time - history representation

3.2.3.1.1 General

1. The seismic motion may also be represented in terms of ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement)
2. When a spatial model is required, the seismic motion shall consist of three simultaneously acting accelerograms. The same accelerogram may not be used simultaneously along both horizontal directions. Simplifications are possible in accordance with the relevant Parts of EN 1998.
3. Depending on the nature of the application and on the information actually available, the description of the seismic motion may be made by using artificial accelerograms (see 3.2.3.1.2) and recorded or simulated accelerograms (see 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Artificial accelerograms

1. Artificial accelerograms shall be generated so as to match the elastic response spectra given in 3.2.2.2 and 3.2.2.3 for 5% viscous damping ($\zeta = 5\%$).
2. The duration of the accelerograms shall be consistent with the magnitude and the other relevant features of the seismic event underlying the establishment of a_g .
3. When site-specific data are not available, the minimum duration T s of the stationary part of the accelerograms should be equal to 10 s.
4. The suite of artificial accelerograms should observe the following rules:
 - a) a minimum of 3 accelerograms should be used;
 - b) the mean of the zero period spectral response acceleration values (calculated from the individual time histories) should not be smaller than the value of $a_g S$ for the site in question.
 - c) in the range of periods between $0,2T_1$ and $2T_1$, where T_1 is the fundamental period of the structure in the direction where the accelerogram will be applied; no value of the mean 5% damping elastic spectrum, calculated from all time histories, should be less than 90% of the corresponding value of the 5% damping elastic response spectrum.

3.2.3.1.3 Recorded or simulated accelerograms

1. Recorded accelerograms, or accelerograms generated through a physical simulation of source and travel path mechanisms, may be used, provided that the samples used are adequately qualified with regard to the seismogenetic features of the sources and to the soil conditions appropriate to the site, and their values are scaled to the value of a $a_g S$ for the zone under consideration.
2. For soil amplification analyses and for dynamic slope stability verifications see EN 1998-5:2004, 2.2.
3. The suite of recorded or simulated accelerograms to be used should satisfy 3.2.3.1.2(4).

3.2.3.2 Spatial model of the seismic action

1. For structures with special characteristics such that the assumption of the same excitation at all support points cannot reasonably be made, spatial models of the seismic action shall be used (see 3.2.2.1(8)).
2. Such spatial models shall be consistent with the elastic response spectra used for the basic definition of the seismic action in accordance with 3.2.2.2 and 3.2.2.3.

3.2.4 Combinations of the seismic action with other actions

1. The design value E_d of the effects of actions in the seismic design situation shall be determined in accordance with EN 1990:2002, 6.4.3.4.
2. The inertial effects of the design seismic action shall be evaluated by taking into account the presence of the masses associated with all gravity loads appearing in the following combination of actions:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

where:

$\Psi_{E,i}$ is the combination coefficient for variable action i (see 4.2.4).

3. The combination coefficients $\Psi_{E,i}$ take into account the likelihood of the loads $Q_{k,i}$ not being present over the entire structure during the earthquake. These coefficients may also account for a reduced participation of masses in the motion of the structure due to the non-rigid connection between them.
4. Values of $\Psi_{E,i}$ are given in EN 1990:2002 and values of $\Psi_{E,i}$ for other types of structures are given in the relevant parts of EN 1998.

4.1.3 Slope stability

4.1.3.3 Methods of analysis (EC 8-part 5)

1. The response of ground slopes to the design earthquake shall be calculated either by means of established methods of dynamic analysis, such as finite elements or rigid block models, or by simplified pseudo-static methods subject to the limitations of (3) and (8) of this subclause.
2. In modelling the mechanical behaviour of the soil media, the softening of the response with increasing strain level, and the possible effects of pore pressure increase under cyclic loading shall be taken into account.
3. The stability verification may be carried out by means of simplified pseudostatic methods where the surface topography and soil stratigraphy do not present very abrupt irregularities.
4. The pseudo-static methods of stability analysis are similar to those indicated in EN 1997-1:2004, 11.5, except for the inclusion of horizontal and vertical inertia forces applied to every portion of the soil mass and to any gravity loads acting on top of the slope.
5. The design seismic inertia forces $\mathcal{A}H$ and $\mathcal{A}V$ acting on the ground mass, for the horizontal and vertical directions respectively, in pseudo-static analyses shall be taken as:

$$FH = 0,5 a S_w$$

$$FV = \pm 0,5 FH \text{ if the ratio } a_{vg}/a_g \text{ is greater than } 0,6$$

$$FV = \pm 0,33 FH \text{ if the ratio } a_{vg}/a_g \text{ is not greater than } 0,6.$$

Where:

α is the ratio of the design ground acceleration on type A ground, a_g , to the acceleration of gravity g ;

a_{vg} is the design ground acceleration in the vertical direction;

a_g is the design ground acceleration for type A ground;

S is the soil parameter of EN 1998-1:2004, 3.2.2.2;

W is the weight of the sliding mass.

A topographic amplification factor for a_g shall be taken into account according to 4.1.3.2 (2).

6. A limit state condition shall then be checked for the least safe potential slip surface.

7. The serviceability limit state condition may be checked by calculating the permanent displacement of the sliding mass by using a simplified dynamic model consisting of a rigid block sliding against a friction force on the slope. In this model the seismic action should be a time history representation in accordance with 2.2 and based on the design acceleration without reductions.
8. Simplified methods, such as the pseudo-static simplified methods mentioned in (3) to (6) in this subclause, shall not be used for soils capable of developing high pore water pressures or significant degradation of stiffness under cyclic loading.
9. The pore pressure increment should be evaluated using appropriate tests. In the absence of such tests, and for the purpose of preliminary design, it may be estimated through empirical correlations.

7 Bibliografía

- Arias, A., 1970. A measure of earthquake intensity in Seismic Design of Nuclear Power Plants, R. J. Hansen, Editor, The Mass. Inst. Tech. Press.
- Bell, J. M., 1968. General Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM 6:1253-1270. Bell
- Bhate K. J., 1982. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hill, Englewood Cliffs, New Jersey
- Bishop A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, Vol. 5:7-17.
- Bosco G., Mongiovì L., 1986. Analisi dei meccanismi di rottura per crollo e progetto degli interventi di protezione. Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Vol. III Bologna pp.197-203.
- Bowles, J. E. (1987). "Elastic foundation settlement on sand deposits." J. Geotech. Eng, Vol.113(8):846-860.
- BS 8006-1:2010 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

- Cestelli Guidi C., 1980. *Geotecnica e Tecnica delle fondazioni*, vol. I, Hoepli, Milano.
- Chang C. S. e Mistra A., 1990. "Computer Simulation and Modelling of Mechanical Properties of Particulates", *Jurnal of Computer & Geotechnics*, 7(4), 269-287.
- Chang C. S., 1992. "Discrete Element Method for Slope Stability Analysis", *J. Geotech. Engrg, ASCE*, 118(12), 1889-1905.
- Chen, W. F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier, Amsterdam
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S. LL. PP, ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (19A00855) (GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5).
- Colombo P., 1971. Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro, *RIG*, vol. V n.3, pp. 163-172.
- Crawford A. M. Curran J. H., 1982. The influence of rate and displacement dependent shear resistance on the response of rock slopes to seismic loads. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 19, pp. 1-8.
- Crespellani T. Ghinelli A. Madiati C. Vannucchi G., 1990. Analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche. *AGI* n2, p.49.
- Esu F. e D'Elia B., 1974. Interazione terreno struttura in un palo sollecitato da una frana tipo "colata". *AGI*, n1, p27.
- Fellenius W., 1927. *Erdstatische Berechnung mit Reibung und Kohasion (Adhesion) und unter Annahme Kreiszyklindrischer Gleitflächen*. Ernst, Berlin, 40pp.
- Fellenius W., 1936. Calculation of stability of earth dams. In: *TRANS. 2nd congresso on large dams*, 4; 1936, Washington, v.4, 445p.
- Greco V. R. e Gullà G.; 1985. Critical Slip Surface Search in Slope Stability Analysis, *A.G.I. (4)*, XVI Conv. Nazionale Geotecnica, 83-91.
- Imai T, Tonouchi K. Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In: *Proceedings of the 2nd European symposium on penetration testing*; 1982. p. 57–72.
- Janbu, J., 1977a. State-of-the-Art Report: Slopes and Excavations. *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2:549-566*.
- Janbu, N., 1973. Slope Stability Computations. *The Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume*. John Wiley & Sons, New York: 47-86.

- Janbu, N., 1977b. Failure Mechanism in Quick Clays. Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Helsingfors, Finland : 476-485.
- Janbu, N., Kjekstad, O., and Senneset, K. (1977). Slide in Overconsolidated Clay Below Embankment. Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2: 95.
- Lambe T. W. (1968). The behaviour of foundations during construction, JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.
- Lancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.
- Lancellotta R., 1994. Geotecnica, 2a ed., Zanichelli, Bologna.
- Lembo Fazio A., 1985. Misure di protezione delle zone interessate da distacchi di blocchi rocciosi. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica. Atti della riunione del gruppo.
- Liang R. and Zeng S., 2002. Numerical Study of Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 42(2), pp. 83-92.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965) The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique, 15, 79-93.
- NTC2018. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Decreto 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Ohsaki Y, Iwasaki R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations 1973; 13(4): 61-73.
- Poulos H. G., Davis E. H., 1980. Pile di Foundation Analysis and design, J. Wiley & Sons , New York.
- Rimoldi P., 1987. Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie. AGI, n4, p.167.
- Sarma S.K., 1973. Stability analysis of embankments and slopes. Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, London.
- Spencer E., 1968. Effect of Tension on Stability of Embankments. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM5: 1159-1173.
- Suklje L., 1970. Creep e rottura progressiva nei pendii naturali. AGI n4, p.179.
- Terzaghi K. and Peck R. B., 1967. Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.
- Terzaghi K., 1995. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 41-50.

Trifunac M.D. and Brady A.G., 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion. Bulletin of the Seismological Society of America 65 (3): 581–626.

UNI EN 1997-1:2013. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

UNI EN 1997-2:2007. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

UNI EN 1998-1. Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

Viggiani C., 1983. Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

8 Geoapp

Geoapp: la suite más grande de la web para cálculos en línea

Las aplicaciones que componen [Geostru Geoapp](#) han sido diseñadas para brindar soporte profesional en la solución de múltiples casos técnicos. Geoapp comprende más de 40 [aplicaciones](#) para: Ingeniería, Geología, Geofísica, Hidrología e Hidráulica.

La mayoría de las aplicaciones son gratuitas, mientras algunas requieren suscripción mensual o anual.

Suscribirse en Geoapp significa:

- usar aplicaciones profesionales en cualquier momento, lugar y dispositivo;
- guardar los archivos en la nube y en el propio PC;
- abrir los archivos para elaboraciones sucesivas;
- servicios de impresión de los informes y las elaboraciones gráficas;
- información sobre nuevas aplicaciones e inclusiones automáticas en la propia cuenta de usuario;
- disponibilidad de versiones siempre actualizadas;
- servicios de asistencia técnica por medio de Tickets.

8.1 Sección Geoapp

General e Ingeniería, Geotecnia y Geología

Entre las aplicaciones presentes, se puede utilizar una amplia gama para Slope. Para este propósito, se recomiendan las siguientes aplicaciones:

- [Carga última y asentos](#)
- [Tensiones litostáticas](#)
- [Coeficiente de reacción horizontal de pilotes de cimentación](#)
- [Tierras reforzadas](#)

9 Libros recomendados

Libros de ingeniería geotécnica y geología

Portal de libros: [consulte la librería en línea](#)

- [Methods for estimating the geotechnical properties of the soil](#)

[Methods for estimating the geotechnical properties of the soil](#): semi-empirical correlations of geotechnical parameters based on in-situ soil tests.

This text is designed for all professionals who operate in the geotechnical subsurface investigation. The purpose of this text is to provide an easy reference tool relatively to the means available today.

Theoretical insights have been avoided, for which please refer to the bibliography attached, except in cases where these were considered essential for the understanding of the formulation. The reason for this is obvious: make the text as easy to read as possible.

After a brief introduction about volumetric and density relationships with the most common definitions used for soils, in the following chapters we briefly described some of the most widespread in situ geotechnical testing and

correlations to derive empirically geotechnical parameters and a number of useful formulations available today in the field of Geology.

The text concludes with the inclusion of formulas used in Technical Geology, considered of daily use to those working in the sector.

The topics are intended to provide a basic understanding of the in situ geotechnical testing and evaluation of geotechnical parameters necessary to define the geotechnical model.

- [Geotechnical and F.E.M. Analysis System \(GFAS\)](#)

[Analisi ad Elementi Finiti in Geotecnica](#) ha lo scopo di introdurre gli utenti al corretto e consapevole uso delle tecniche FEM: nel volume, pertanto, si è cercato di coniugare le nozioni teoriche con gli aspetti pratici con cui quotidianamente un professionista si trova a doversi confrontare.

- [Guida alla progettazione delle opere di sostegno in terra rinforzata](#)

[Opere di sostegno in terra rinforzata](#): Le opere in terra rinforzata e le loro applicazioni rappresentano attualmente una grande risorsa nell'ambito della progettazione e, più in generale, dell'ingegneria geotecnica, naturalistica ed ambientale. Le strutture in terra rinforzata, che combinano le proprietà e le caratteristiche del terreno e del rinforzo, trovano applicazione in una ormai ampia gamma di settori, come opere di sostegno, opere di contenimento, opere in rilevato e opere accessorie di arredo urbano. Pertanto, il manuale 'Guida alla progettazione delle Opere di Sostegno in Terra Rinforzata' si pone come obiettivo quello di guidare il progettista nella fase

della progettazione e di verifica, tramite cenni teorici, riferimenti normativi ed esempi pratici.

- [Guida alle analisi di stabilità dei pendii ed alle tecniche di stabilizzazione](#)

[Analisi di stabilità dei Pendii e Tecniche di Stabilizzazione](#): Lo scopo del presente testo non è quello di essere un saggio sui metodi per l'analisi di stabilità dei pendii, né, d'altra parte, un mero "manuale d'uso" per l'utente di un software. Vuole piuttosto essere, come il titolo stesso suggerisce, una sorta di "guida" per il Progettista che, talora, si ritrova di fronte a scelte (circa i modelli, i metodi di analisi, i parametri da utilizzare, ecc.) spesso di non facile interpretazione, stante l'incertezza che, nella maggior parte dei casi, accompagna la definizione del problema dell'analisi di stabilità di un pendio.

- [Portanze cedimenti e consolidazione di fondazioni superficiali](#)

[Portanza e Cedimenti delle Fondazioni](#) nasce dall'esperienza decennale maturata in ambito geotecnico sia in Italia che all'estero nel settore tecnico ed informatico. Per potenziare la fruibilità del testo viene trattato con dettaglio il quadro normativo italiano ed europeo in cui s'inquadra la progettazione delle fondazioni, dedicando particolare attenzione alle prescrizioni in zona sismica.

Sono esposte tecniche e teorie di calcolo con esempi applicati a casi studio mirati a:

- determinazione del carico limite secondo le NTC o Eurocodice,
- interferenza delle fondazioni,
- rotazione e cedimenti differenziali,
- consolidamento con tecniche di rinforzo e micropali.

- [Guida pratica alla risposta sismica locale 1D](#)

[Guida pratica alla Risposta sismica locale 1D](#) nasce con l'intento, di fornire delle nozioni di base, anche se molto superficiali, su tutte le componenti che entrano in gioco negli studi di risposta sismica locale. Quindi i temi che verranno affrontati danno una panoramica, anche se non completamente esaustiva, degli strumenti operativi necessari ad una adeguata comprensione degli aspetti del problema sismico direttamente o indirettamente legati agli effetti delle risposta sismica locale, e delle modalità di esecuzione degli studi da effettuare per la loro determinazione in una logica multidisciplinare. Si spera che questo libro sia di ausilio per coloro che, partendo da una scarsa formazione di base del problema vogliano avere una comprensione delle problematiche da affrontare. Nella parte finale del libro, inoltre verrà, fornito un esempio di come condurre uno studio di risposta sismica locale mono-dimensionale con l'ausilio, per quanto riguarda l'analisi numerica del software RSL III della GeoStru software.

- [TERRAE MOTUS Conoscere per prevenire](#)

[Terraes Motus Conoscere per Prevenire](#) (dal latino terrae motus, cioè "movimento della terra") è un testo rivolto a professionisti e docenti delle scuole di ogni ordine e grado, per essere aiutati ad affrontare le tematiche del rischio sismico, con informazioni di carattere generale e consigli utili per meglio fronteggiare tale evento.

Il libro comprende 11 capitoli: (1.0 INTRODUZIONE, 2.0 COME SI ORIGINA UN TERREMOTO, 3.0 LA CONFORMAZIONE INTERNA DELLA TERRA, 3.0.1 La crosta esterna, 3.0.2 Il mantello, 3.0.3 Il nucleo, 4.0 LA TEORIA DELLA TETTONICA DELLE PLACCHE, 5.0 LE FAGLIE, 6.0 LE ONDE SISMICHE, 7.0 GLI STRUMENTI PER MISURARE UN TERREMOTO, 8.0 COME SI MISURA UN TERREMOTO, 8.0.1 Scale di intensità macrosismica, 8.0.2 Magnitudo, 9.0 LA PREVISIONE DEI TERREMOTI,

10.0 IL RISCHIO SISMICO, 10.0.1 La pericolosità sismica, 10.0.2 La vulnerabilità sismica, 10.0.3 L'esposizione, 11.0 MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO, 11.0.1 Norme di comportamento).







10 Utility

10.1 Tablas de conversión

| Inclinación (%) | Ángulo (°) | Inclinación (%) | Ángulo (°) |
|-----------------|------------|-----------------|------------|
| 1 | 0.5729 | 26 | 14.5742 |
| 2 | 1.1458 | 27 | 15.1096 |
| 3 | 1.7184 | 28 | 15.6422 |
| 4 | 2.2906 | 29 | 16.1722 |
| 5 | 2.8624 | 30 | 16.6992 |
| 6 | 3.4336 | 31 | 17.2234 |
| 7 | 4.0042 | 32 | 17.7447 |
| 8 | 4.5739 | 33 | 18.2629 |
| 9 | 5.1428 | 34 | 18.7780 |
| 10 | 5.7106 | 35 | 19.2900 |
| 11 | 6.2773 | 36 | 19.7989 |
| 12 | 6.8428 | 37 | 20.3045 |
| 13 | 7.4069 | 38 | 20.8068 |
| 14 | 7.9696 | 39 | 21.3058 |
| 15 | 8.5308 | 40 | 21.8014 |
| 16 | 9.0903 | 41 | 22.2936 |
| 17 | 9.6480 | 42 | 22.7824 |
| 18 | 10.2040 | 43 | 23.2677 |
| 19 | 10.7580 | 44 | 23.7495 |
| 20 | 11.3099 | 45 | 24.2277 |
| 21 | 11.8598 | 46 | 24.7024 |
| 22 | 12.4074 | 47 | 25.1735 |
| 23 | 12.9528 | 48 | 25.6410 |
| 24 | 13.4957 | 49 | 26.1049 |
| 25 | 14.0362 | 50 | 26.5651 |

Conversión de inclinación en grados

| De | A | Operación | Factor |
|------|------|-----------------|--------|
| N | kg | Dividir entre | 9.8 |
| kN | kg | Multiplicar por | 102 |
| kN | Tonn | Dividir entre | 9.8 |
| kg | N | Multiplicar por | 9.8 |
| kg | kN | Dividir entre | 102 |
| Tonn | kN | Multiplicar por | 9.8 |

Conversión fuerzas: 1 Newton (N) = 1/9.81 Kg = 0.102 Kg; 1 kN = 1000 N

| De | A | Operación | Factor |
|---------------------|--------------------|-----------------|--------|
| Tonn/m ² | kg/cm ² | Dividir entre | 10 |
| kg/m ² | kg/cm ² | Dividir entre | 10000 |
| Pa | kg/cm ² | Dividir entre | 98000 |
| kPa | kg/cm ² | Dividir entre | 98 |
| Mpa | kg/cm ² | Multiplicar por | 10.2 |
| kPa | kg/m ² | Multiplicar por | 102 |

| De | A | Operación | Factor |
|-----|-------------------|-----------------|--------|
| Mpa | kg/m ² | Multiplicar por | 102000 |

Conversión presiones: 1 Pascal (Pa) = 1 Newton/m² ; 1 kPa = 1000 Pa; 1 MPa = 1000000 Pa = 1000 kPa

10.2 Database suelos

| Suelo | Valor mínimo | Valor máximo |
|---|--------------|--------------|
| Arena suelta | 0.48 | 1.60 |
| Arena medianamente compacta | 0.96 | 8.00 |
| Arena compacta | 6.40 | 12.80 |
| Arena arcillosa medianamente compacta | 2.40 | 4.80 |
| Arena limosa medianamente compacta | 2.40 | 4.80 |
| Arena y gravas compactas | 10.00 | 30.00 |
| Terreno arcilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$ | 1.20 | 2.40 |
| Terreno arcilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$ | 2.20 | 4.80 |
| Terreno arcilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$ | >4.80 | |

Valores aproximados de la constante de Winkler K en Kg/cm³

| Suelo | Valor mínimo | Valor máximo |
|-----------------------|--------------|--------------|
| Gravas secas | 1800 | 2000 |
| Gravas húmedas | 1900 | 2100 |
| Arena seca compacta | 1700 | 2000 |
| Arena húmeda compacta | 1900 | 2100 |
| Arena mojada compacta | 2000 | 2200 |
| Arena seca suelta | 1500 | 1800 |
| Arena húmeda suelta | 1600 | 1900 |
| Arena mojada suelta | 1900 | 2100 |
| Arcilla arenosa | 1800 | 2200 |
| Arcilla dura | 2000 | 2100 |
| Arcilla semisólida | 1900 | 1950 |
| Arcilla blanda | 1800 | 1850 |
| Turba | 1000 | 1100 |

Valores aproximados del peso de volumen en Kg/cm³

| Suelo | Valor mínimo | Valor máximo |
|------------------|--------------|--------------|
| Gravas compactas | 35 | 35 |
| Gravas sueltas | 34 | 35 |
| Arena compacta | 35 | 45 |
| Arena suelta | 25 | 35 |
| Marga Arenosa | 22 | 29 |
| Marga grasa | 16 | 22 |
| Arcilla grasa | 0 | 30 |
| Arcilla arenosa | 16 | 28 |

| Suelo | Valor mínimo | Valor máximo |
|-------|--------------|--------------|
| Limo | 20 | 27 |

Valores aproximados del ángulo de rozamiento j , en grados, para suelos

| Suelo | Valor |
|--------------------|-------|
| Arcilla arenosa | 0.20 |
| Arcilla blanda | 0.10 |
| Arcilla plástica | 0.25 |
| Arcilla semisólida | 0.50 |
| Arcilla sólida | 1 |
| Arcilla tenaz | 2÷10 |
| Limo compacto | 0.10 |

Valores aproximados de la cohesión en Kg/cm^2

| Suelo | Valor máximo de E | Valor mínimo de E |
|--------------------------|-------------------|-------------------|
| Arcilla muy blanda | 153 | 20.4 |
| Arcilla blanda | 255 | 51 |
| Arcilla media | 510 | 153 |
| Arcilla dura | 1020 | 510 |
| Arcilla arenosa | 2550 | 255 |
| Loess | 612 | 153 |
| Arena limosa | 204 | 51 |
| Arena suelta | 255 | 102 |
| Arena compacta | 816 | 510 |
| Pizarra | 51000 | 1530 |
| Limo | 204 | 20.4 |
| Arena y gravas sueltas | 1530 | 510 |
| Arena y gravas compactas | 2040 | 1020 |

Valores aproximados del módulo elástico, en Kg/cm^2 , para suelos

| Suelo | Valor máximo de n | Valor mínimo de n |
|--------------------------------|---------------------|---------------------|
| Arcilla saturada | 0.5 | 0.4 |
| Arcilla no saturada | 0.3 | 0.1 |
| Arcilla arenosa | 0.3 | 0.2 |
| Limo | 0.35 | 0.3 |
| Arena | 1.0 | -0.1 |
| Arena gravosa comúnmente usada | 0.4 | 0.3 |
| Loess | 0.3 | 0.1 |
| Hielo | 0.36 | |
| Hormigón | 0.15 | |

Valores aproximados del coeficiente de Poisson para suelos

| Rocas | Valor mínimo | Valor máximo |
|-------------------|--------------|--------------|
| Pómez | 500 | 1100 |
| Toba volcánica | 1100 | 1750 |
| Caliza tobosa | 1120 | 2000 |
| Arena gruesa seca | 1400 | 1500 |
| Arena fina seca | 1400 | 1600 |
| Arena fina húmeda | 1900 | 2000 |
| Arenisca | 1800 | 2700 |
| Arcilla seca | 2000 | 2250 |

| Rocas | Valor mínimo | Valor máximo |
|-------------------|--------------|--------------|
| Caliza tierna | 2000 | 2400 |
| Travertino | 2200 | 2500 |
| Dolomía | 2300 | 2850 |
| Caliza compacta | 2400 | 2700 |
| Traquita | 2400 | 2800 |
| Pórfido | 2450 | 2700 |
| Gneis | 2500 | 2700 |
| Serpentina | 2500 | 2750 |
| Granito | 2550 | 2900 |
| Mármol sacaroideo | 2700 | 2750 |
| Sienita | 2700 | 3000 |
| Diorita | 2750 | 3000 |
| Basalto | 2750 | 3100 |

Valores aproximados del peso específico de algunas rocas en Kg/m³

| Rocas | Valor mínimo | Valor máximo |
|----------|--------------|--------------|
| Granito | 45 | 60 |
| Dolerita | 55 | 60 |
| Basalto | 50 | 55 |
| Arenisca | 35 | 50 |
| Pizarra | 15 | 30 |
| Caliza | 35 | 50 |
| Cuarcita | 50 | 60 |
| Mármol | 35 | 50 |

Valores aproximados del ángulo de rozamiento φ , en grados, para rocas

| Rocas | E | | n | |
|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | Valor máximo | Valor mínimo | Valor máximo | Valor mínimo |
| Basalto | 1071000 | 178500 | 0.32 | 0.27 |
| Granito | 856800 | 142800 | 0.30 | 0.26 |
| Esquisto cristalino | 856800 | 71400 | 0.22 | 0.18 |
| Caliza | 1071000 | 214200 | 0.45 | 0.24 |
| Caliza porosa | 856800 | 35700 | 0.45 | 0.35 |
| Arenisca | 428400 | 35700 | 0.45 | 0.20 |
| Pizarra | 214200 | 35700 | 0.45 | 0.25 |
| Hormigón | Variable | | 0.15 | |

Valores aproximados del módulo elástico y del coeficiente de Poisson para rocas

11 Comandos de short cut

La barra indicada en la imagen inferior posee una serie de funciones:

- 1) Con las letras de short cut de los menús seguidas de enter, se obtiene acceso veloz a los comandos.

Ejemplo: *N+Enter para crear un archivo nuevo.*

- 2) Se le puede hacer una pregunta al programa seguida de ?+Enter. En este caso se efectúan búsquedas avanzadas en el manual.

Ejemplo: *Sisma+?+Enter para más informaciones sobre el análisis sísmico.*

- 3) Activación rápida de un programa.

Ejemplo: *Slope+Enter para abrir otro software GeoStru.*

- 4) Acceso rápido a los contactos con GeoStru.

Ejemplo: *Contactos+?+enter para acceder la lista de los contactos.*

- 5) Acceso rápido a funciones web:

Ejemplo: *www.geostru.eu+Enter o info@geostru.eu*



12 Contactos



Ofrecemos un servicio completo y de gran calidad de asistencia en las compras. Para información gratuita en español sobre nuestros productos y servicio llamar al número +506

83094208 (*horario de
nuestra sede en Costa
Rica*)

de las **9 AM a las 4
PM**, de **lunes a**

viernes, o bien

escribirnos a

info.es@geostru.eu.

En Europa (+39) 6 90

28 90 85.