

**CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA Y ESTABILIDAD DE
TALUDES PARA UNA OBRA LINEAL (PALENCIA, ESPAÑA)**

TRABAJO FIN DE MÁSTER

MÁSTER OFICIAL EN RECURSOS GEOLÓGICOS E INGENIERÍA
GEOLÓGICA

UNIVERSIDAD DE OVIEDO



Universidad de Oviedo

Universidá d'Uviéu

University of Oviedo

Sara Martínez Navarro

Junio 2019



Máster en Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica

Universidad de Oviedo



D.^a Sara Martínez Navarro, autora del Trabajo Fin de Máster titulado “Caracterización geológico-geotécnica y estabilidad de taludes para una obra lineal (Palencia, España)”, confirma que es un trabajo original y solicita su presentación en el Máster Universitario Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 14 de junio de 2019

Fdo. Sara Martínez Navarro

El Dr. Luis Alberto Pando González, Profesor Contratado Doctor del Departamento de Geología de la Universidad de Oviedo, confirma que ha tutelado el trabajo “Caracterización geológico-geotécnica y estabilidad de taludes para una obra lineal (Palencia, España)”, realizado por D.^a Sara Martínez Navarro, y autoriza su presentación y defensa como Trabajo Fin de Máster en el Máster Universitario en Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 14 de junio de 2019

Fdo. Luis Alberto Pando González

AGRADECIMIENTOS

Mi mayor agradecimiento es para todas las personas que han estado apoyándome y dándome ánimos durante todos estos meses como han sido mi familia, mi novio Álvaro y mis amigos.

En segundo lugar, agradecer de todo corazón a mi jefe Carlos por todas las horas de explicaciones y por todo lo que me has enseñado y he podido aprender de ti. También agradecer a todos mis compañeros de GPO por toda la ayuda que me han prestado.

Finalmente agradecer al Dr. Luis Alberto Pando profesor del Departamento de Geología y tutor de este trabajo por la ayuda recibida y porque a pesar de que al principio ha habido cambios siempre ha sabido ofrecerme alternativas y opciones con el objetivo de poder aprender y realizar este trabajo.

INDICE

Resumen | Abstract

| | |
|---|----|
| I. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. Antecedentes | 2 |
| 1.2. Marco geográfico | 3 |
| 1.3. Contexto geológico | 4 |
| 1.3.1. Generalidades | 6 |
| 1.3.2. Estratigrafía | 6 |
| 1.3.3. Estructura | 13 |
| 1.3.4. Hidrogeología | 15 |
| 1.3.5. Geomorfología | 16 |
| 1.3.6. Sismicidad | 17 |
| 1.4. Objetivos | 18 |
| II. METODOLOGÍA | 19 |
| 2.1. Revisión de datos previos | 19 |
| 2.2. Trabajos de campo | 19 |
| 2.2.1. Prospecciones | 20 |
| 2.2.2. Ensayos in situ | 24 |
| 2.3. Ensayos de laboratorio | 26 |
| 2.4. Trabajo de gabinete | 28 |
| III. RESULTADOS | 30 |
| 3.1. Caracterización geotécnica | 30 |
| 3.1.1. Suelos aluviales de llanura de inundación (Q_{LL}) | 30 |
| 3.1.2. Terrazas aluviales (Q_T) | 38 |
| 3.1.3. Formación Tierra de Campos (T_C) | 46 |
| 3.1.4. Formación Dueñas (T_D) | 59 |
| 3.1.5. Síntesis | 72 |
| 3.2. Estabilidad de taludes | 73 |
| 3.2.1. Depósitos fluviales | 73 |
| 3.2.2. Materiales terciarios | 77 |

IV. CONCLUSIONES 84

V. BIBLIOGRAFÍA 86

ANEXOS

ANEXO I: TERRAZAS ALUVIALES (Q_T)

ANEXO II: FORMACION TIERRA DE CAMPOS (T_C)

ANEXO III: FORMACIÓN DUEÑAS (T_D)

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo es el análisis geológico-geotécnico y la estabilidad de taludes de los materiales de la provincia del sur de Palencia, para determinar la problemática que pudiese presentar a la hora de realizar una obra lineal que afecte a estos materiales.

Para ello, se ha realizado una recopilación de información de estudios y proyectos disponibles de la zona de estudio, así como datos de campañas de campo de reconocimientos *“in situ”* y numerosos ensayos de laboratorio.

Este proyecto se ha enfocado al estudio de los parámetros geológico-geotécnicos de las diferentes unidades objeto de estudio, a partir de las cuales se analiza y evalúa el estado, las propiedades físico-químicas, las propiedades mecánicas y la deformación.

En función de los parámetros geológico-geotécnicos de la caracterización geotécnica se analiza la estabilidad de taludes en estas unidades, mediante el *software slide*, a partir del factor de seguridad obtenido por el método simplificado de *Bishop*.

ABSTRACT

The objective of this work is the geological-geotechnical analysis and the slope stability for the materials of the province of South of Palencia. To determine the problematic that could present at the time of carrying out a linear work which affects these materials.

For this, a compilation of information from studies and projects available from the study area has been carried out. As well as the compilation of data from field campaigns *“in situ”* and numerous laboratory tests.

This Project has focused on the study of the geological-geotechnical parameters of the different units object of study. From these we analyze and evaluate the state, the physicochemical properties, the mechanical properties and the deformation.

According to the geological-geotechnical parameters of geotechnical characterization, the slope stability in these units is analyzed, using the slide software, based on the safety factor obtained by *Bishop's* simplified method.

I. INTRODUCCIÓN

El presente documento constituye un Trabajo de Fin de Máster en Recursos Geológicos e Ingeniería geológica de la Universidad de Oviedo. En esta memoria se aborda el estudio de los materiales del sur de la provincia de Palencia, con la finalidad de conocer las unidades geológicas y poder determinar el comportamiento geotécnico y la estabilidad de taludes en las diferentes unidades, para la realización de una obra lineal.

Palencia es una ciudad en la que se encuentran las vías convencionales y de alta velocidad atravesando el centro de la ciudad. Su principal estación de ferrocarril es conocida como la estación de Palencia o la estación Norte.

Actualmente cuenta con la Línea de Alta Velocidad Valladolid-Palencia-León que constituye parte del ramal norte-noroeste del ferrocarril de la Alta Velocidad de España. La línea fue inaugurada en septiembre de 2015 con una velocidad máxima de 200 km/h.

Ante la posibilidad en un futuro de la realización de una nueva obra de construcción para una línea de alta velocidad de diferente recorrido, se ha considerado de interés la realización de un estudio geológico- geotécnico y el estudio de la estabilidad de taludes en los materiales del sur de la provincia de Palencia.

Es de importancia señalar que en el presente trabajo no se ha podido mostrar cierta información, debido a que son datos confidenciales.

1.1. Antecedentes

En 1992 fue inaugurada la primera línea de tren de Alta Velocidad Española, el AVE entre Madrid y Sevilla. Este proyecto se llevaba gestionando desde años anteriores hasta que surgió la necesidad de conexión ferroviaria entre Madrid y Andalucía, ya que se precisaban muchas horas de viaje y necesitaba una mejora.

Antes de implantar la línea de AVE el viaje se realizaba mediante el ferrocarril antiguo siendo de una sola vía, lento y con problemas al atravesar el paso de Despeñaperros.

En 1988 se tomaron decisiones determinantes para que finalmente tuviese lugar la construcción del AVE Madrid-Sevilla que contaba con 31 viaductos y 17 túneles. Además, se requirió la construcción de nuevas estaciones. En el 2008 se completó el AVE Madrid-Barcelona. La evolución de las líneas de alta velocidad a aumentado de manera exponencial con nuevas líneas como: AVE Madrid- Valencia, León o las líneas hacia el norte de España (Truecalia.com).

El aumento de estas líneas de alta velocidad consigue una mayor comunicación entre las diferentes ciudades y provincias facilitando el desplazamiento y el comercio mediante el transporte de mercancías. Esto genera una mayor evolución del país.

Debido a la gran importancia de estas líneas se han consultado diferentes proyectos llevados a cabo en la ciudad de Palencia con la finalidad de realizar una buena caracterización geotécnica y un análisis de estabilidad de taludes de los materiales del sur de Palencia, para una posible obra lineal en un futuro.

Para ello se realiza un estudio previo de la localización, geología, estratigrafía, estructura, hidrogeología, geomorfología y sismicidad con el objetivo de tener un conocimiento previo acerca de la zona de estudio. Esta información se localiza en los apartados que se muestran a continuación.

1.2. Marco geográfico

La zona de estudio se localiza al noroeste de la Península Ibérica, en la zona sur de la provincia de Palencia (Castilla y León). Los términos municipales más significativos son Palencia, Husillos, Monzón de Campos, Amusco, Piña de campos y Frómista (Fig. 1.1). Esta zona se encuentra limitada al Norte por la provincia de Cantabria, al Sur por la provincia de Valladolid, al Este por la provincia de Burgos y al Oeste por la provincia de León.

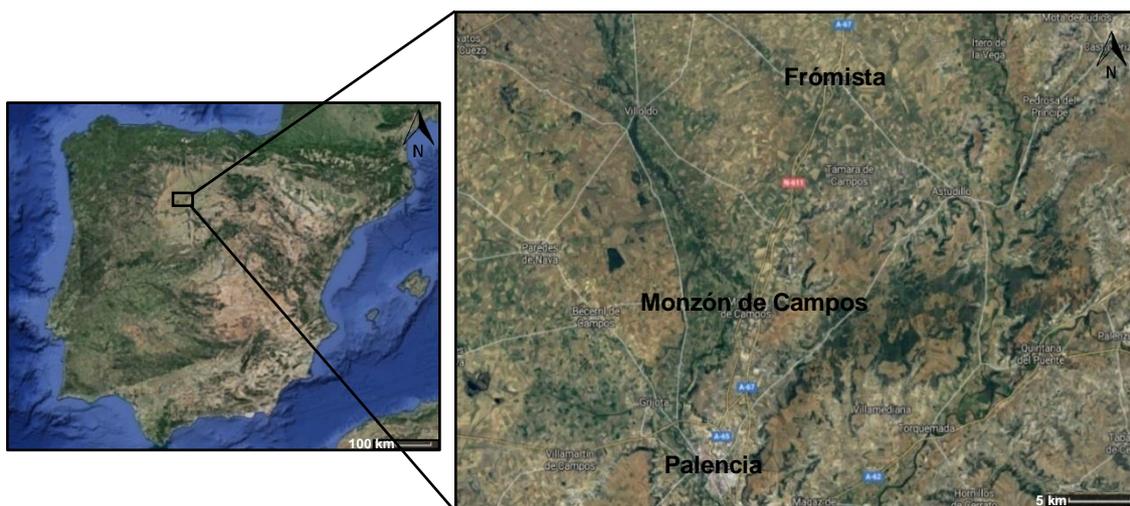


Figura 1.1 Localización geográfica de la zona de estudio. Imagen tomada de Google Maps.

Los elementos geográficos más importantes son las altiplanicies o “páramos”, las laderas denominadas “cuestas” y los relieves característicos de terrazas del Río Carrión. Los cultivos más extendidos en la región son los cereales y la vid (Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1978).

Desde el punto de vista hidrológico se reconocen varios ríos importantes que recorren Palencia, siendo estos el río Carrión y el Pisuegra, los cuales se encuentra atravesando parte de la zona objeto de estudio de Suroeste a Noreste.

Respecto al clima, se caracteriza por tener unas temperaturas medias en invierno de entre 7,8-4,8 °C y en verano de 18-20,8 °C variando durante el año 17,6 °C. La media anual de precipitaciones es de 36,5 mm aproximadamente, siendo mayo el mes más húmedo con una media de 51 mm y agosto el mes más seco con una media de 17 mm (Climate-Dat.org).

1.3. Contexto geológico

Desde el punto de vista geológico, la zona objeto de estudio (Figs. 1.2 y 1.3) se encuadra en la Hoja del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000 n° 273 de Palencia (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982), la Hoja del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000 n° 274 de Torquemada (Núñez *et al.*, 1975), la Hoja del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000 n° 236 de Astudillo (Sánchez de la Torre *et al.*, 1975) y la Hoja del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000 n° 235 de San Cebrián de Campos (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982).

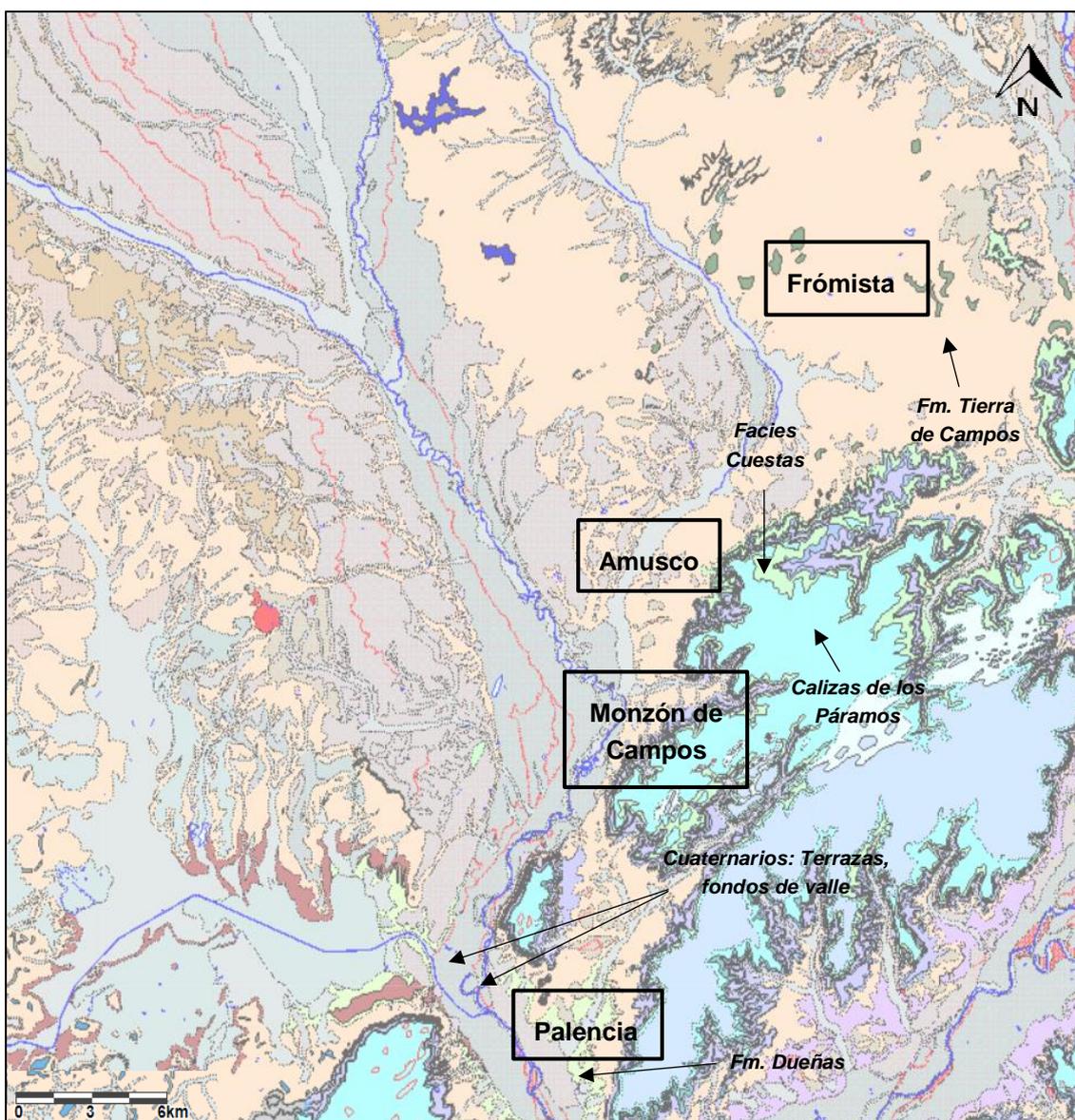


Figura 1.2 Cartografía geológica de la zona de estudio. Imagen modificada del Mapa Geológico Continuo de España (Cuenca del Durero-Almazán, Z 2300).

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA Y ESTABILIDAD DE TALUDES PARA UNA OBRA LINEAL
(PALENCIA, ESPAÑA)

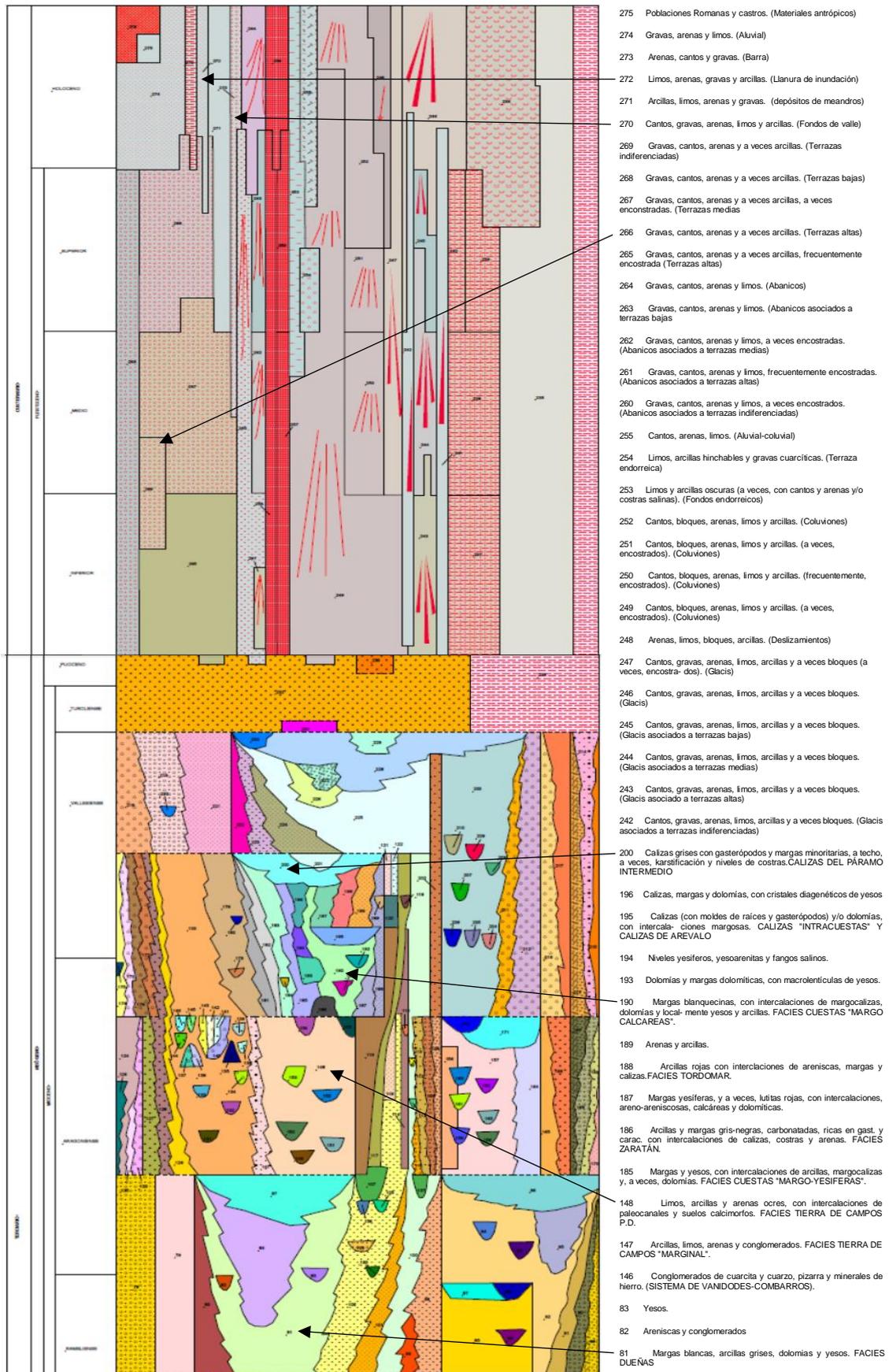


Figura 1.3 Leyenda geológica del Mapa Geológico Continuo de España (Cuenca del Duero-Almazán, Z 2300).

1.3.1. Generalidades

Esta zona se sitúa en la Cuenca del Duero, cuyo relleno está formado por materiales de edad terciaria y cuaternaria depositados en régimen continental. El Paleógeno aflora en los bordes de la cuenca, predominando los materiales detríticos de facies proximales y medias, los de abanicos y los sedimentos fluviales en las zonas distales de los mismos que evolucionan a facies de playas y lacustres hacia las zonas centrales. Sobre éstos se instalan los sedimentos cuaternarios de influencia fluvial (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1978).

A su vez, esta zona se sitúa en el borde de las facies centrales, en la zona de tránsito de los ambientes fluviales a los de playas, presentando en general una disposición prácticamente horizontal.

En ella se encuentran representadas las formaciones principales del Mioceno (Hernández Pacheco, 1915).

- Arcillas y canales arenosos (Facies Tierra de Campos).
- Arcillas, margas, yesos y calizas (Facies de las Cuestas).
- Calizas con gasterópodos (Calizas de los Páramos).

1.3.2. Estratigrafía

La secuencia litoestratigráfica del Terciario que aflora en la zona de estudio (Fig. 1.4) está determinada por las variaciones en los ambientes sedimentarios a lo largo del Mioceno medio y superior.

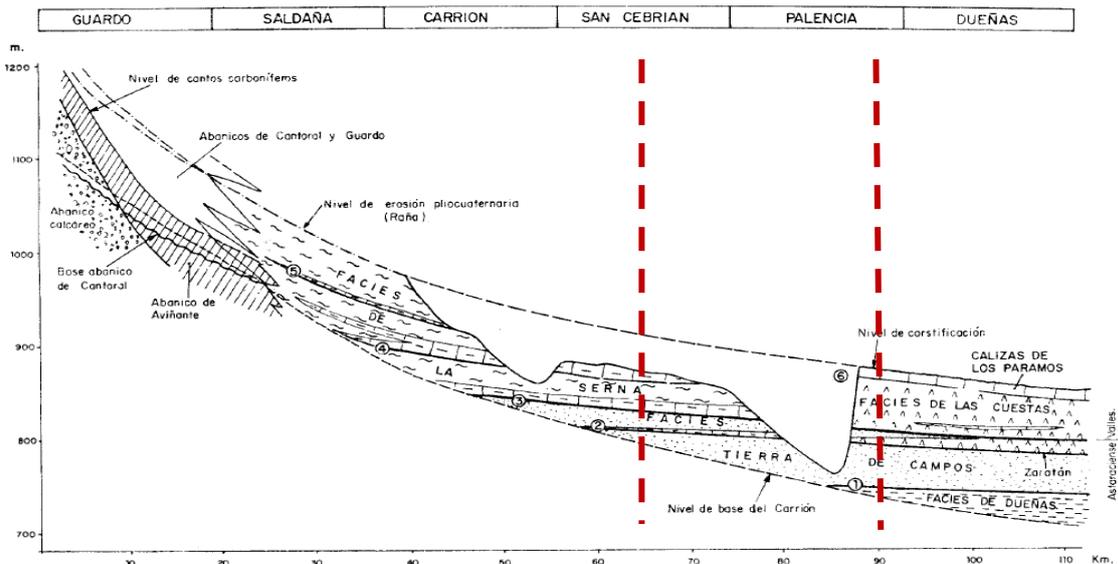


Figura 1.4 Esquema estratigráfico de la zona de estudio. Imagen modificada de MAGNA nº 273 Palencia (Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982).

Estas variaciones se deben a la subsidencia y actividad tectónica sinsedimentaria a favor de las fracturas del zócalo que atraviesan la depresión, al aporte de sedimentos y a los cambios climáticos que han tenido lugar durante este periodo. Todos estos aspectos generaron una agradación de depósitos fluviales y lacustres hasta finales del Neógeno, cuando la cuenca comenzó a ser exorreica. En este sentido se ha definido en la zona de estudio tres Unidades Tectonosedimentarias (UTS) de naturaleza compleja separadas por dos importantes rupturas sedimentarias (Mediavilla y Dabrio, 1988 y Mediavilla *et al.*, 1996).

- Unidad Tectonosedimentaria I: Se extiende por toda la zona estudiada, aunque afloran sólo los 30 m superiores de la sucesión. Es equivalente a lo que se ha denominado los diferentes magnas como “*Facies de Dueñas*” (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982) y “*Facies Tierra de Campos*” (Hernández Pacheco, 1915). Corresponden en conjunto a contextos lacustres y fluviales. Hacia el techo de la unidad se observa que los ambientes fluviales son expansivos de forma que, los materiales más altos estratigráficamente corresponden a las “*Facies Tierra de Campos*” (Mediavilla-Dabrio, 1988). Se observan en esta unidad buzamientos de las capas entre 4 y 10 grados, que apuntan tanto hacia el SO como el NE o al NO sobre los que se apoyan los depósitos de la UTS II.
- Unidad Tectonosedimentaria II: Equivale a parte de las “*Facies de las Cuestas*” y en ella se pueden diferenciar dos grupos de asociaciones de facies: (1) siliciclásticas-carbonatadas y (2) yesíferas-carbonatadas. Las primeras se interpretan como lóbulos deltaicos lacustres y las segundas formadas por margas dolomíticas y yeso selenítico se interpretan como depósitos de lagos salinos. La unidad termina con una interrupción sedimentaria.
- Unidad Tectonosedimentaria III: Equivale a la parte superior de las «*Facies de las Cuestas*» y su techo, a las “*Calizas de los Páramos*”. Los sedimentos que integran esta unidad son siliciclásticos, carbonatados y yesíferos, representando un ambiente de profundización o aumento del carácter lacustre que pasa a un ambiente de somerización al final de la unidad.

Los sedimentos cuaternarios incluyen terrazas del río Carrión, terrazas actuales y terrazas elevadas varios metros sobre el nivel del río. Por otro lado, también se encuentran sedimentos aluviales actuales asociados a este río y de fondos de valle de arroyos afluentes que presentan cauces con direcciones NO-SE. Finalmente, se han diferenciado los depósitos de carácter antrópico.

A continuación, se describen los materiales localizados en la zona de estudio de edad terciaria y cuaternaria:

TERCIARIO

Los materiales del Neógeno (Mioceno-Plioceno) estudiados en este apartado han sido descritos por Hernández Pacheco (1915).

○ *Formación Dueñas*

Esta unidad se corresponde con los depósitos aflorantes más antiguos de la zona de estudio del Mioceno medio (Astaraciense inferior).

Es la formación de mayor representación a lo largo de la zona de estudio y la que forma el sustrato de la zona. Sobre esta formación se apoya, de forma discordante, la formación Tierra de Campos, o las formaciones cuaternarias de los depósitos de fondo de valle, los depósitos aluviales y las formaciones definidas por sistemas de terrazas del río Carrión, que ocupa la gran mayoría de la zona estudiada.

Se trata de una unidad de origen palustre y lacustre caracterizada por la presencia de margas en bancos de 1 a 3 metros con intercalaciones de calizas margosas fosilíferas (con presencia de gasterópodos, ostrácodos y charáceas) sin continuidad lateral. En algunas ocasiones presentan acumulaciones de yeso de origen diagenético. En conjunto presentan un color blanco-grisáceo. El espesor de esta serie es de unos 35 a 40 metros, no aflorando en la zona de estudio la base de esta sucesión, por tanto, los sedimentos observados corresponden a las partes más altas de la Facies Dueñas.

Se interpretan como una secuencia de ciclos de colmatación-somerización pasando de un ambiente lacustre a palustre muy somero. Se trata de una secuencia que comienzan por facies depositadas en un ambiente con mayor lámina de agua (arcillas con yeso intersticial), evolucionando a techo a unas arcillas grises con intercalaciones de margas y margocalizas, terminado a techo con una facies de calizas margosas en un ambiente de mayor somerización.

○ *Formación Tierra de Campos*

Esta unidad, definida como “Facies Tierra de Campos”, aflora a media ladera de los relieves. Está constituida por la alternancia de arenas arcósicas, arcillas y lutitas ligeramente carbonatadas de colores ocres a rojizos, mostrando abundantes procesos de edafización y procesos de bioturbación, presentando ocasionalmente costras carbonatadas y yesíferas. Constituyen facies de cuerpo de abanico aluvial, con marcadas estructuras canaliformes. Se disponen horizontalmente en forma de cuerpos tabulares de gran extensión y potencia métrica (hasta 60 metros en total).

Se apoya sobre la formación Dueñas mediante una concordancia hasta una discordancia cartográfica. En general aflora al pie de las cuestas y está frecuentemente cubierta por depósitos cuaternarios.

La formación Dueñas se dispone en continuidad sedimentaria intercalándose con la formación Tierra de Campos. En general en la zona de estudio los afloramientos observados indican un cambio lateral de facies, en el que las facies fluviales más proximales progradarían sobre las facies de lago de las facies Dueñas, encontrándose lateral y superiormente a ellas. No obstante, el contacto de una a otra no es neto.

El límite entre ambas en ocasiones es erosivo (disconformidad), con eventos fluviales en los que se formaron importantes surcos erosivos.

La formación Tierra de Campos aflora a lo largo de los relieves presentes en la zona de estudio y muestra un espesor aproximado de 35-40 m según las observaciones de campo.

Destaca en la parte superior de esta formación el importante paleosuelo a escala de cuenca que marca el contacto con la formación Cuestas suprayacente (Fig. 1.5), indicando una importante interrupción en la sedimentación.



Figura 1.5 Contacto entre la formación Tierra de Campos y la formación Cuestas. Imagen tomada en las inmediaciones del término municipal de Monzón de Campos.

○ *Formación Cuestas*

Esta unidad, definida como “Facies de las Cuestas”, presenta una distribución bastante amplia en la región castellana, aflorando en los principales valles. Se trata de materiales del Mioceno Superior (Vallesiense) compuestos por un conjunto (detrítico-carbonatado) heterogéneo de margas, arcillas y en menor proporción dolomías de potencia métrica (Fig. 1.6) y gran continuidad lateral.

Estos materiales presentan colores blancos, grises, cremas y verdosos con alto contenido en yeso (primario y diagenético) ofreciendo un aspecto de estratos tableados. Se presentan gran cantidad de restos o fragmentos de gasterópodos, así como ostrácodos y charáceas a lo largo de los niveles de la unidad.

El yeso se presenta como diagenético, con grandes cristales en punta de lanza que se asocian para formar rosetas, y como primario, en niveles centimétricos de yeso mesocrystalino con cristales de dolomía intersticial.



Figura 1.6 A la izquierda, contacto entre la formación Tierra de Campos y la formación Cuestas. A la derecha, margas y dolomías de la formación Cuestas. Este contacto aparece en las inmediaciones de la población de Monzón de Campos.

Se relaciona con la unidad inferior (Tierra de Campos) mediante un tránsito gradual, pero brusco, en la vertical. No se observa en ocasiones por la presencia de derrubios y coluviones, por la presencia de niveles de arenas yesíferas, arcillas rojas y margas blancas o por la existencia de un tramo de arcillas verdes de 1 o 2 m de espesor y un nivel de megacristales de yeso bien desarrollado.

En la horizontal se trata de un cambio de lateral de facies muy extenso, de forma que estas facies tienden a progradar sobre las descritas anteriormente. Presenta un espesor medio de 70 m desapareciendo gradualmente hacia el este.

Las secuencias en la parte inferior de la serie corresponden a ciclos sedimentarios en lagos salinos efímeros mostrando secuencias de salinidad creciente hacia techo representando episodios progresivos de evaporación.

Hacia techo existe un enriquecimiento en carbonatos pasando a las calizas y margas que constituyen la unidad "Calizas de los Páramos". Este tránsito se asocia a un empobrecimiento en la salinidad (correspondiente a un tránsito entre lagos salinos a lagos de agua dulce) hacia techo que conlleva una disminución del contenido en yeso y aumento en carbonatos.

Esta unidad presenta características petrológicas muy diferentes de unos sectores a otros según se trate de zonas lacustres (donde predominan los sedimentos margosos, arcillas carbonosas, margocalizas, calizas y dolomías) o áreas marginales (intercalaciones detríticas fundamentalmente de arcillas rojas de espesor métrico).

○ *Formación Paramos*

Esta unidad, definida como “Calizas de los Páramos” presenta un cambio gradual con la formación anterior, relacionándose con ésta mediante un cambio lateral de facies a gran escala, de forma que estos materiales progradan a facies margosas blancas típicas de la formación Cuestas.

Se caracteriza por la presencia de facies carbonatadas palustres y de lagos someros de baja pendiente. Se diferencian en esta formación dos facies: calizas con yesos pseudomorfos y calizas micríticas, siendo estas últimas las observadas en la zona de estudio. Las calizas con yesos pseudomorfos representan un espesor poco potente (máximo 10 m) formado principalmente por carbonatos con gasterópodos, ostrácodos y charáceas estratificados. Las calizas micríticas se encuentran en los cerros más altos aflorando en bloques. La desaparición gradual de los ambientes salinos representa probablemente el paso a un clima menos árido. Esta unidad se sitúa en contacto discordante sobre la formación Cuestas.

Hacia el borde de la cuenca la finalización de la secuencia sedimentaria del Páramo superior enlaza con los depósitos conglomeráticos y arcillosos rojizos de la raña.

CUATERNARIO

Los materiales cuaternarios de la zona de estudio están representados principalmente por depósitos de terrazas, depósitos aluviales del río Carrión y depósitos de fondos de valle relacionados con arroyos que desaguan en el Carrión (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982).

○ *Terrazas Aluviales*

De los 20 niveles de terrazas definidos en el río Carrión a lo largo de la zona de estudio están representados únicamente tres niveles de terrazas. La composición litológica de estas terrazas es de sedimentos detríticos (gravas y arenas) en una matriz limo-arcillosa. Los cantos son de cuarcita, en algunos casos de arenisca y en torno a un 15% de caliza.

Se han agrupado las terrazas en niveles según su cota topográfica, distinguiendo en primer lugar los aluviales actuales del río Carrión y posteriormente los niveles de terrazas propiamente dicho.

Se ha definido un nivel de terraza baja QT_1 (poco o nada cementadas), una terraza media QT_2 (< 5m sobre la cota topográfica del río, con una gran extensión superficial y escasamente cementadas) y una terraza alta QT_3 (> 5m sobre la cota topográfica del río Carrión y normalmente más cementadas).

○ *Depósito Aluvial*

Estos sedimentos aluviales se corresponden con el cauce actual del río Carrión. (Fig. 1.7) encontrándose encajonado entre los niveles de terrazas, constituidos por gravas cuarcíticas, arenas y limos, presentando espesores que se estima entre los 1 y 3 metros.



Figura 1.7 En la imagen de la izquierda se muestra la disposición de los sedimentos aluviales del río Carrión. A la derecha, se muestra la morfología del cauce en las inmediaciones del término municipal de Husillos.

○ *Depósitos de Fondo de Valle*

Estos materiales se corresponden con los fondos de valle de arroyos (se estima que presenten un mayor desarrollo en las inmediaciones del Arroyo Pisones).

Estos depósitos están formados por arcillas y limos de tonalidades marrones y ocre, en ocasiones ricos en materia orgánica, con algunos niveles de arenas y gravas y cantos generalmente de naturaleza carbonatada. Se estima que presenten espesores comprendidos entre 1 y 2 m.

○ *Rellenos Antrópicos*

Estos materiales se corresponden con aquellos productos de la actividad humana. Se pueden diferenciar dentro de los rellenos antrópicos aquellos que se encuentran vertidos, así como los rellenos de zonas urbanizadas y caminos.

1.3.3. Estructura

La Cuenca del Duero es la cuenca continental cenozoica de mayor extensión de la península con una superficie aproximada de 50.000 km². Está limitada al Norte con la Cordillera Cantábrica, al Este con el Sistema Ibérico, al Sur con el Sistema Central y al Oeste con el Macizo Ibérico, situándose en la zona Noroeste de la Península Ibérica (Vera, 2004). Esta cuenca de intraplaca comenzó a definirse a finales del Cretácico (hace 65 Ma). Durante el Mesozoico fue un área abierta al mar por el N y el E mientras que por el O los relieves del Macizo Ibérico aportaban sedimentos al tiempo que el macizo se iba erosionando.

Durante el Paleógeno, Iberia queda atrapada entre las placas Euroasiática y Africana que empujan desde el sur comenzando el ciclo compresivo alpino, provocando el levantamiento de los bordes de la cuenca (Cordillera Cantábrica, Cordillera Ibérica y Sistema central), aislándola de la influencia marina y dando lugar a sistemas fluviales que discurrían hacia el centro (pasa a un ambiente continental). Estos sistemas fluviales transportaban los sedimentos erosionados hasta el interior conformando su relleno sedimentario de carácter endorreico. Posteriormente la red fluvial atlántica alcanzó la cuenca capturando la red de drenaje interior y dando la configuración actual (Antón *et al.*, 2017).

En las zonas septentrionales (Cordillera Cantábrica) se produjo una importante estructuración con direcciones de los pliegues NO-SE y ONO-ESE, seguida por una imbricación de vergencia sur, que implicó tanto a la cobertera mesozoica como al Paleógeno y al Mioceno inferior en las zonas de borde.

Posteriormente se produce una importante movilización de fracturas con componentes en dirección dextrales para los accidentes NO-SE y sinestrales para los NE-SO. Como consecuencia de estos movimientos se originó la distensión relativa que dio lugar a la apertura de la Cuenca del Duero (Fig. 1.8).

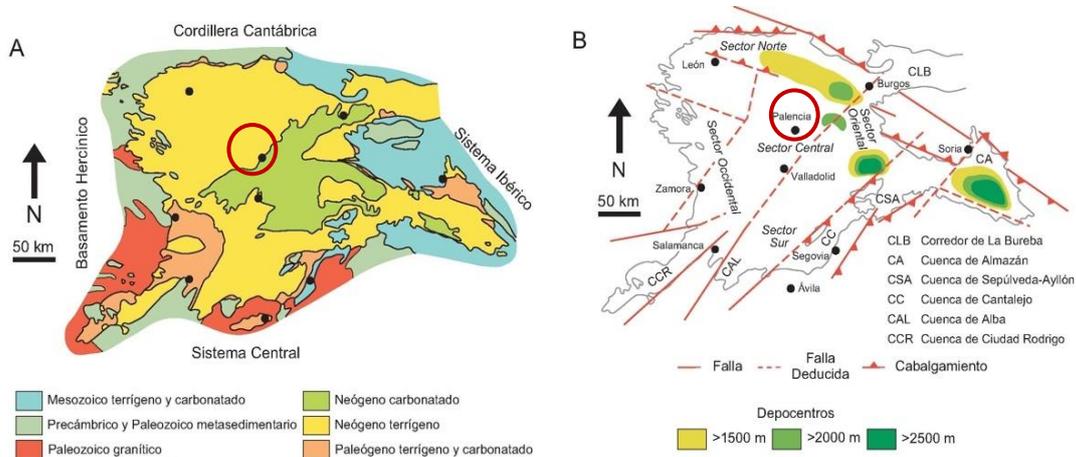


Figura 1.8 (A) Mapa Geológico de la Cuenca del Duero. (B) Esquema Tectónico de la Cuenca del Duero. Imágenes modificadas de Vera (2004).

En las etapas de deformación alpina en la placa Ibérica, en su colisión con la placa Africana durante el Cenozoico, los movimientos de reactivación y reajuste de directrices tectónicas Hercínicas y Tardihecínicas en los bordes de cuenca (Cordillera Cantábrica, Cordillera Ibérica y Sistema Central) va a condicionar de manera decisiva la configuración de las depresiones periféricas de la Cuenca del Duero, la dinámica y evolución sedimentaria de la misma, la distribución de las unidades litoestratigráficas y la evolución de los diferentes depósitos sedimentarios. Los mayores espesores de sedimentos detectados en la cuenca no se sitúan en la zona central de la misma, sino en dos zonas del Dominio Oriental.

Esta distribución asimétrica de los depósitos está relacionada con los movimientos de reajuste de los bloques del zócalo basal de la cuenca y la evolución de los bordes de cuenca durante el periodo Cretácico – Pliocuatrnario.

El relleno de la cuenca se llevó a cabo en cuatro grandes etapas que dieron lugar a las cuatro secuencias estratigráficas separadas por importantes discontinuidades sedimentarias (Vera, 2004):

- Etapa sedimentaria cretácica (Maastrichtiense-Paleoceno), en régimen continental fluvial y de abanicos aluviales, o de transición entre medios marinos a continentales.
- Etapa sedimentaria paleógena (Eoceno-Oligoceno), con sedimentación de ambiente continental con desarrollo de abanicos aluviales, sistemas fluviales y lacustres.
- Etapa sedimentaria neógena (Mioceno-Plioceno), desarrollada en ambiente sedimentario continental, mediante abanicos aluviales extensos, enraizados en los relieves limítrofes de la cuenca.
- Etapa sedimentaria pliocuatrnaria (Plioceno-Cuatrnario). Se produce un basculamiento de la Península Ibérica hacia el Oeste y se establece la red de drenaje actual re TRABAJADO por la red fluvial (Pisuerga, Carrión, Arlanzón y Arlanza) y en los materiales terciarios, formando terrazas.

1.3.4. Hidrogeología

La zona objeto de estudio comprende la parte N-NO de la Cuenca del Duero y su límite con la Cordillera Cantábrica. La red hidrográfica existente se encuentra formada por los cursos de agua permanentes del Río Pisuegra y sus afluentes el Carrión, el Boedo, el Valdavia, el Vallarna y el Ucieza, y sus arroyos asociados, así como un canal artificial que actualmente aprovecha las aguas del propio Río Pisuegra, el Canal de Castilla (Fig. 1.9).

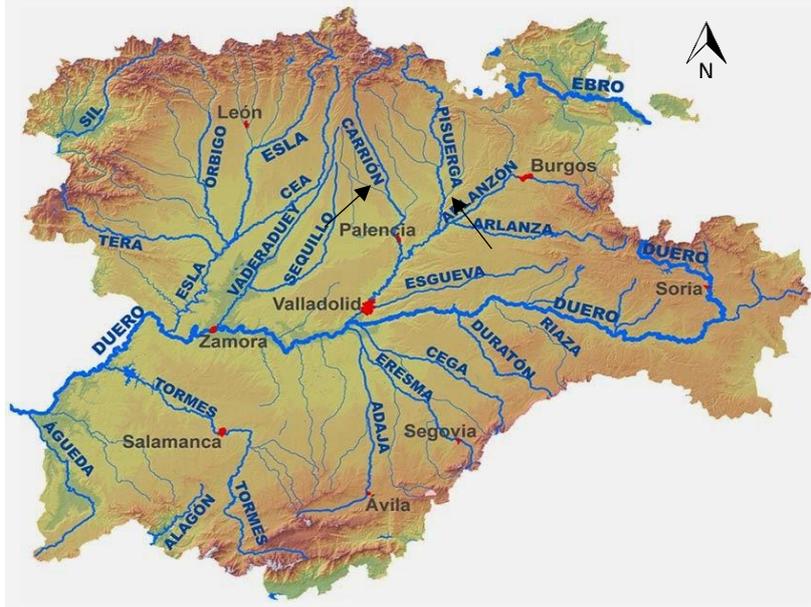


Figura 1.9 Esquema hidrográfico de la Cuenca del Duero. Imagen modificada de <http://haypesca.blogspot.com/2015/01/normativa-castilla-y-leon-2015-anexos.html>.

Atendiendo a la calidad de los materiales, las arcillas, limos, arenas y gravas correspondientes a llanuras de inundación y terrazas aluviales pueden presentar una permeabilidad muy variable y dada su heterogeneidad pueden actuar como acuíferos, pero suministrarían caudales muy pequeños debido a su espesor. Las Calizas de los Páramos se encuentran bastante drenadas teniendo dificultad en su recarga por la presencia de arcillas. Por otro lado, en la formación Tierra de Campos, los posibles acuíferos que se pueden generar efectuarían su recarga en los depósitos de arenas más superficiales pudiendo generar pequeños caudales en ellos. Por último, en las margas grises y calizas con yesos de la formación Dueñas se asume una permeabilidad muy baja o impermeabilidad, debido a la calidad de los materiales (Compañía General de Sondeos, S.A. e Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1978).

1.3.5. Geomorfología

A nivel regional, se pueden diferenciar dos dominios geomorfológicos en la zona de estudio. El primero de ellos se presenta al este de la zona de estudio, y está constituido por mesas calcáreas y sus “cuestas” asociadas. El segundo dominio se caracteriza por un modelado de terrazas colgadas, correspondientes al río Carrión, y se presenta principalmente al Oeste.

En primer dominio geomorfológico denominado “los Páramos”, está constituido por mesas calizas en las que el afloramiento de roca es muy escaso, ya que están recubiertos por un depósito relativamente potente de “*Terra rossa*” generada por una importante karstificación. Dicha karstificación se manifiesta también por la existencia de un sistema de dolinas de bordes indefinidos, morfología en plato, formas circulares y ovales y dimensiones hectométricas, con una profundidad que no supera los 5 m. Son dolinas de disolución normal y no parecen tener ningún condicionamiento de carácter tectónico. Las calizas aflorantes están afectadas por un proceso de “*lapiaz*” de tipo cubierto, generado bajo un suelo, que es asimilable a un *lapiaz* oqueroso. La superficie de las Mesas o Páramos no corresponde a la de colmatación de la Cuenca, ya que al Sur de la zona de estudio (concretamente en las proximidades de Dueñas), se observa la presencia de pequeños cerros testigos que se elevan unos 10 m sobre la misma. Esto indica que existe una superficie de erosión que arrasó a la de colmatación de la Cuenca. La historia de esta superficie de Páramo existente en la zona es muy compleja, ya que además del proceso existen cantos de cuarcita mezclados con la “*Terra rossa*”, lo que nos indica su carácter poligénico a partir de procesos de disolución (karstificación), de erosión y deposición.

El segundo dominio geomorfológico se ha denominado “dominio del río Carrión”. Se limita a un sistema de terrazas colgadas, por las que circula la red fluvial, con mayor desarrollo en el margen derecho. El escalonamiento de las terrazas es de dos tipos, teniendo algunos niveles un escarpe muy neto y en otros degradado, lo que dificulta la separación de los distintos niveles. Los depósitos están constituidos generalmente por gravas cuarcíticas redondeadas con matriz limo-arenosa.

En la actualidad, el río Carrión tiene en un curso meandriforme que va perdiendo sinuosidad de N a S. Discurre encajado en su llanura de inundación, que a su vez presenta algunos escalonamientos de pequeña entidad. La red fluvial afluente del río Carrión está formada en su mayoría por valles de fondo plano en donde algunos de estos valles depositan pequeños conos de deyección en las rupturas de pendiente dadas por los niveles de terrazas (Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A., 1982).

1.3.6. Sismicidad

A la hora de analizar el comportamiento de estos materiales, es importante tener en cuenta la sismicidad según las indicaciones de la Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02 (Fig. 1.10).

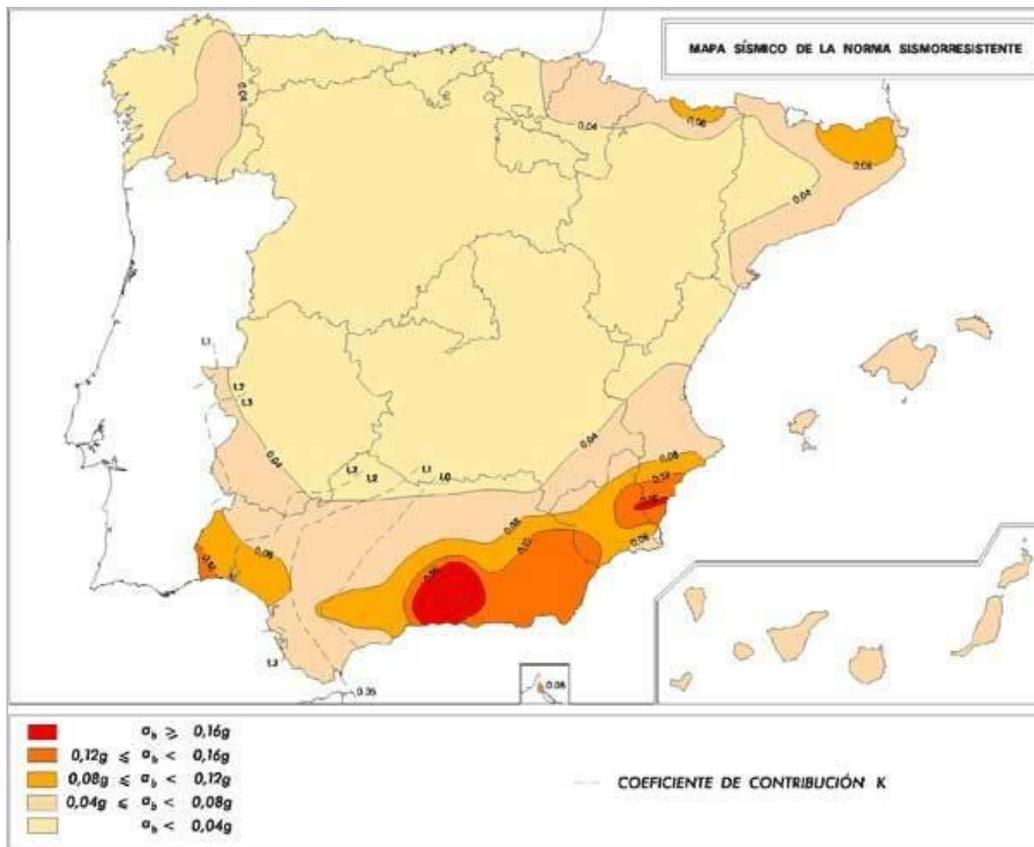


Figura 1.10 Mapa de peligrosidad sísmica. Modificada de la Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02.

Esta figura muestra, expresando en relación al valor de la gravedad, g , la aceleración sísmica básica (a_b) y el coeficiente de distribución (K) que tienen en cuenta la influencia de los diferentes tipos de sismos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

En el mapa de peligrosidad sísmica, la zona de estudio presenta una aceleración sísmica básica a_b/g inferior a $0,04 g$, siendo g la aceleración de la gravedad, (un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 500 años). Esto quiere decir que no es necesario la aplicación de la “Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02” en los cálculos de la estabilidad de los taludes que se incluye en apartados posteriores de este estudio.

1.4. Objetivos

Para realizar el presente documento se marcaron unos objetivos con el fin de poder abordar un buen estudio de la zona.

Los principales objetivos de este trabajo son los siguientes:

- Recopilación y análisis de estudios y proyectos previos
- Reconocimiento de los materiales de la zona en campo
- Identificación e interpretación de la unidades geológico-geotécnicas
- Estudio de estabilidad de taludes en los materiales de la zona

A continuación, se analizan en detalle todos los puntos abordados para la realización de este proyecto, con la finalidad de obtener unos resultados acerca del estudio de estos materiales y poder llegar a unas conclusiones, que en un futuro pueden determinar soluciones en alguna obra realizada en las inmediaciones de Palencia.

II. METODOLOGÍA

Para la realización de este trabajo se ha llevado a cabo la siguiente metodología:

- Revisión de estudios y proyectos previos
- Trabajos de campo
- Trabajo de gabinete
- Conclusiones

A continuación, se describe detalladamente cada uno de estos apartados:

2.1. Revisión de datos previos

Como un primer acercamiento para conocer la zona de estudio se han analizado diferentes estudios y proyectos realizados en esta zona, los cuales han sido cedidos por la empresa GPO Ingeniería.

La finalidad ha sido conocer la geología, la localización y los diferentes reconocimientos que se han realizado en campo, la cartografía, las testificaciones y los ensayos de laboratorio.

A partir de la recopilación de esta información se han generado diferentes archivos Excel para el tratamiento de todos los datos.

2.2. Trabajos de campo

Para la interpretación de los materiales, se han llevado a cabo diferentes salidas de campo con el objetivo de conocer la localización y las propiedades de estos materiales. Durante estas salidas se han podido observar algunos afloramientos y se han realizado registros fotográficos de las diferentes unidades geológicas.

En los proyectos analizados se llevaron a cabo diferentes prospecciones, ensayos de campo y ensayos de laboratorio.

Dentro de la campaña de campo se realizaron sondeos, calicatas y ensayos de penetración dinámica (DPSH), así como ensayos *in situ* de penetración estándar (SPT) y presiómetros.

A su vez, se han estudiado las mediciones de los niveles freáticos a lo largo de la zona de estudio.

De igual manera, dado que este proyecto se centra en el comportamiento geotécnico de los materiales y en el estudio de estabilidad de taludes, en las salidas de campo se ha prestado atención al estudio de los taludes excavados en la actualidad.

2.2.1. Prospecciones

➤ Sondeos a rotación con recuperación de testigo:

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas (no suelen exceder los 100 m, aunque se puede llegar a los 1.000 m) y en zonas con distinta inclinación (González de Vallejo, *et al.*, 2002).

La extracción del testigo es continua y el porcentaje de recuperación con respecto a la longitud perforada suele ser alta, dependiendo del sistema de extracción y del tipo de material ya que algunos son difíciles de perforar a rotación como las gravas o arenas finas bajo el nivel freático.

En un sondeo a rotación el sistema de perforación está formado por diferentes elementos integrados en las baterías (Fig. 2.1). Estas pueden ser de tipo simple (S) o de tipo doble (T).



Figura 2.1 A) Sonda montada sobre orugas. B) Batería simple tipo B de 86 mm. C) Corona de widia de 86 mm. D) Arqueta metálica.

Las perforaciones en la campaña de campo se realizaron a rotación con sistema convencional y con sondas montadas sobre camión y sobre orugas. Los diámetros de perforación que se utilizaron fueron de 76 a 101 mm. También se emplearon baterías de tipo S y T en seco y con agua, así como coronas de perforación de *widia*.

Durante la ejecución de estos sondeos se recogieron testigos parafinados (TP), muestras inalteradas (MI) y muestras de agua, además de la realización de ensayos *in situ* de penetración estándar (SPT) y presiómetros.

Las Muestras inalteradas son muestras que se realizan durante la perforación de los sondeos y no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido en humedad. Esta toma de muestras se realiza mediante la norma ASTM D-1587/83. Se extraen mediante un tomamuestras y se obtienen para la realización de ensayos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y otros. El tomamuestras suele tener un espesor de 1 a 2 mm. Éste se hincan en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para la hincan se realiza con una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo.

Por otro lado, para evaluar la agresividad química de las muestras de agua se ha utilizado la clasificación propuesta en el documento de Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Durante la perforación, si el terreno sufre desprendimiento se coloca una tubería de revestimiento evitando el desmoronamiento de las paredes. En los sondeos realizados se colocaron tuberías de revestimiento en los primeros metros (de 0 a 10 m aproximadamente) sobre todo en materiales granulares para poder realizar las mediciones del nivel freático que se describen a continuación.

Para la observación del nivel freático se dispone de las mediciones periódicas de varios meses. Estas mediciones se tomaron mediante el empleo de una sonda de nivel dotada de un sensor que al entrar en contacto con el agua emite un sonido (Fig. 2.2). Estas medidas se realizaron tras la finalización y entubación con tubos piezométricos ranurados de PVC.



Figura 2.2 En la imagen de la izquierda se muestra una sonda de nivel. A la derecha se muestra la realización de una medición del nivel freático.

➤ Calicatas:

Las calicatas son excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales (Fig. 2.3) que permiten la observación del terreno a cierta profundidad, la toma de muestras de gran tamaño para realización de ensayos y análisis y la realización de ensayos *in situ*.



Figura 2.3 En la imagen de la izquierda se observa una retrocargadora ejecutando una calicata. A la derecha, se muestra una calicata de 3 m de profundidad en donde se detecta el nivel freático.

En este caso se recogieron muestras alteradas (MA) las cuales sufren modificaciones en su estructura y en su contenido en humedad, pero conservan su composición mineralógica. Estas muestras permiten la realización de ensayos de laboratorio en suelos como granulometría, compactación, etc.

Mediante la realización de estas prospecciones se pueden observar directamente los materiales más superficiales. Es uno de los métodos más empleados de reconocimiento superficial del terreno dado su bajo coste, rapidez y facilidad de realización.

Por otro lado, esta prospección tiene sus limitaciones:

- No suele exceder de los 4 m
- La presencia del nivel freático limita su realización.
- El terreno debe poderse excavar con medios mecánicos.
- Es imprescindible cumplir las normas de seguridad y asegurarse de la ausencia de cables, conducciones, instalaciones, etc.

En este caso las calicatas se realizaron con una retroexcavadora y dependiendo del tipo de material se pudieron realizar hasta profundidades de entre 3 y 4 m con recogida de muestras alteradas (MA) en sacos. En algunos casos, la realización de la calicata no pudo ser completa ni se pudo llevar a cabo la recogida de muestra debido a la presencia del nivel freático o a la cementación de los materiales.

➤ Penetrómetro dinámico (DPSH):

Los ensayos de penetración dinámica permiten estimar la resistencia a la penetración de los suelos en función de la profundidad (Fig. 2.4). La realización de este ensayo se ha llevado a cabo según la Norma UNE 103-801-84. Son muy comunes en estudios geotécnicos para el cálculo de cimentación de estructuras tanto en proyectos de obras lineales como de edificación.



Figura 2.4 En la imagen de la izquierda se observa un penetrómetro dinámico (DPSH). A la derecha se muestra el tipo y tamaño de perforación de este tipo de prospecciones.

Este ensayo consiste en la hincada en el terreno de una puntaza metálica unida al varillaje mediante golpeo. El equipo de golpeo está compuesto por una maza, un yunque (trasmite la energía a la puntaza) y unas guías. La maza de 63,5 kg cae libremente desde una altura de 0,75 m y la velocidad en el momento del inicio de la caída debe ser igual a 0. Los golpes necesarios para la hincada se registran cada 20 cm (N_{20}). Los resultados se presentan en una plantilla con la localización, la profundidad, equipos, etc.

Los valores de golpeo se representan en gráficos donde en el eje de abscisas se representan los golpes N_{10} o N_{20} y en el eje de ordenadas la profundidad de penetración.

2.2.2. Ensayos *in situ*

➤ Ensayo de penetración estándar (SPT):

A lo largo de la perforación de los sondeos se realizan ensayos de penetración estándar en suelos (Fig. 2.5) siguiendo la norma UNE 103-800-92. Estas pruebas son ensayos *in situ* de resistencia.



Figura 2.5 En la imagen se observa un tomamuestras tras la realización de un ensayo SPT.

La realización del SPT permite obtener un valor N_{SPT} de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con diferentes parámetros geotécnicos. Consiste en retirar la batería de perforación del sondeo e instalar un tomamuestras de dimensiones estándar. Éste se hince en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para la hince se realiza con una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo. La lectura de los primeros o últimos tramos no se debe tener en cuenta ya que el terreno puede estar alterado. La suma de los golpes de los dos tramos centrales de 15 cm es el valor N_{SPT} (*resistencia a la penetración estándar*). Cuando el número de golpes es mayor de 100 para avanzar un tramo de 15 cm, se considera rechazo y el ensayo finaliza.

Este ensayo permite relacionar diferentes parámetros: compacidad o consistencia, densidad relativa y el ángulo de rozamiento.

En el caso de materiales granulares gruesos, el ensayo se realiza con una “puntaza ciega” por la cual se obtienen valores de resistencia, pero no se recupera la muestra.

➤ Presiómetro:

El ensayo presiométrico es un ensayo de deformabilidad que se realiza en suelos siguiendo la norma ASTM D-4719. Se lleva a cabo en el interior de un sondeo de diámetro convencional y consisten en aplicar una presión radial de manera escalonada mediante una sonda dilatante, midiendo el desplazamiento que se induce en el terreno circundante (Fig. 2.6).



Figura 2.6 Ensayo presiométrico durante la realización de un sondeo.

Una vez alcanzada la presión máxima admisible se descarga el presiómetro de manera escalonada midiendo la deformación durante este proceso. La presión se aplica a través de una camisa por medio de agua o gas. La mayoría de los equipos aplican presiones menores de 10 MPa, pero algunos pueden llegar a 20 MPa. Tras el ensayo se obtiene una curva de presión-deformación en la que se distingue una fase inicial, una fase elástica (comportamiento elástico) y una de deformación o plástica irreversiblemente hasta llegar a la rotura del suelo. A partir de esta curva se calcula la presión de influencia (P_F) a la que el material deja de comportarse elásticamente y la presión límite (P_L) que no admite ningún incremento de presión, con la finalidad de obtener el módulo de deformación presiométrico E_p (González de Vallejo, *et. al*, 2002).

2.3. Ensayos de laboratorio

Para identificar el comportamiento de los suelos en esta zona se han analizado los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de estudios previos. A continuación (Tabla 2.1), se enumeran los ensayos de laboratorio con la correspondiente norma de realización empleada.

| Ensayo de laboratorio | Norma UNE | Correspondencia con otras normas |
|--|------------------|----------------------------------|
| Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa | UNE 103-300-93 | NLT 102/72; ASTM D 2216-80 |
| Determinación de la densidad de un suelo por el método de la Balanza Hidrostática | UNE 103-301-94 | |
| Análisis granulométrico de suelos por tamizado | UNE 103-101-95 | NLT 104/72; ASTM D 422-63 |
| Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande | UNE 103-103-94 | NLT 105/72; ASTM D 4318 |
| Determinación del límite plástico de un suelo | UNE 103-104-93 | NLT 106/72; ASTM D 431884 |
| Determinación del contenido de carbonatos en los suelos | UNE 103-200-93 | NLT 111/72 |
| Determinación cuantitativa del contenido de sulfatos solubles de un suelo | UNE 103-201-96 | NLT 120/72 |
| Determinación del contenido de sales solubles en suelos | UNE 103-205-2006 | |
| Determinación del contenido de yeso soluble de un suelo | UNE 103-206-2006 | |
| Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico | UNE 103-204-93 | BS-1377; AASHTO 194-80 |
| Valor del pH | UNE 83-952 | |
| CO ₂ Agresivo (mg CO ₂ /l) | UNE 13-577 | |

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA Y ESTABILIDAD DE TALUDES PARA UNA OBRA LINEAL
(PALENCIA, ESPAÑA)

| Ensayo de laboratorio | Norma UNE | Correspondencia con otras normas |
|--|---------------------|----------------------------------|
| Ión Amonio (mg NH ₄ /l) | UNE 83-954 | |
| Ión Magnesio (mg Mg ⁺² /l) | UNE 83-955 | |
| Ión Sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /l) | UNE 83-956 | |
| Residuo Seco (mg/l) | UNE 83-957 | |
| Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo | UNE 103-400-93 | NLT-202/72 |
| Determinación de los parámetros resistentes de una muestra en suelo en la caja de corte directo. Ensayo consolidado y drenado (CD) | UNE 103-401-98 (CD) | BS-1377 |
| Determinación de los parámetros resistentes de una muestra en suelo en la caja de corte directo. Ensayo consolidado y no drenado (CU) | UNE 103-401-98 (CU) | BS-1377 |
| Determinación de los parámetros resistentes de una muestra en suelo en la caja de corte directo. Ensayo no consolidado y no drenado (UU) | UNE 103-401-98 (UU) | BS-1377 |
| Determinación de los parámetros resistentes de una muestra en suelo en el equipo triaxial. Ensayo consolidado y no drenado (CU) | UNE 103-402-98 (CU) | BS-1377 |

Tabla 2.1 Ensayos de laboratorio realizados durante esta investigación.

2.4. Trabajo de gabinete

A partir de los datos de campo y de laboratorio se ha llevado a cabo la caracterización geotécnica y el estudio de la estabilidad de taludes en las diferentes unidades.

- *Caracterización geotécnica*

En este apartado, se ha podido determinar en detalle el estado, las propiedades físico-químicas, las propiedades mecánicas y la deformación de los diferentes materiales que presentan las unidades. En este caso han sido de gran importancia los valores de resistencia obtenidos para cada unidad geotécnica con el objetivo de estudiar la estabilidad de taludes.

En total se han tenido en cuenta 24 SPT, 77 sondeos de entre 25 y 35 m de profundidad, 33 calicatas, 27 ensayos de penetración dinámica y 52 presiómetros.

- *Estabilidad de taludes*

Para el cálculo de la estabilidad de taludes es necesario conocer las características de los diferentes materiales y poder determinar la localización y el diámetro del círculo de rotura. Los métodos de cálculo para la estabilidad de taludes se clasifican en (Ayala, 1991):

- Métodos de cálculo deformacionales: Consideran las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática.
- Métodos de equilibrio límite: Se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Este a su vez se divide en métodos exactos (las leyes de la estática proporcionan una solución) y métodos no exactos (las leyes de la estática no proporcionan una solución exacta y se tiene que aplicar una hipótesis previa, como los métodos de dovelas, que permita una solución).

Los métodos de dovelas consideran la masa deslizante dividida en fajas verticales y se clasifican en métodos aproximados (*Jambu, Fellenius y Bishop simplificado*) y métodos precisos o completos (*Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso*).

Los métodos de equilibrio límite cuantifican la seguridad de un talud por medio del factor de seguridad (FS) que se define como el coeficiente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante.

A partir de los parámetros analizados en la caracterización geotécnica de las diferentes unidades se realiza un estudio de estabilidad de taludes. Para ello se utilizó el *software Slide*, versión 6.0, de la casa *Rocscience*.

Este estudio se ha basado en la creación de modelos de taludes para 3 de las 4 unidades geotécnicas que predominan en la zona de estudio, con el objetivo de estimar su estabilidad a través de la obtención del factor de seguridad (FS).

En este caso, se han realizado un total de 130 modelos de taludes a largo plazo en condiciones drenadas a partir de los valores obtenidos en la caracterización geotécnica, como el peso específico y la cohesión y fricción efectiva que se exponen el apartado de resultados. Además, se ha tenido en cuenta la ausencia o aparición del nivel freático a 10 m de profundidad, ya que en esta zona aparece sobre esa cota.

Los modelos se han analizado en función de las siguientes variables:

- Geometría del talud: modelos con alturas de 4 a 20 m e inclinaciones que varían entre 2H:1V (27°) y 1H:2V (63°).
- Unidades geológicas: terrazas aluviales, Tierra de Campos y Fm. Dueñas
- Nivel freático: ausencia o presencia a 10 m de profundidad.

Por otro lado, el cálculo de estos modelos mediante el *software Slide* se basa en el estudio de la posibilidad de que se produzcan roturas circulares en los diferentes taludes (Fig. 2.7), que pueden ser generadas por el peso y las fuerzas gravitatorias.

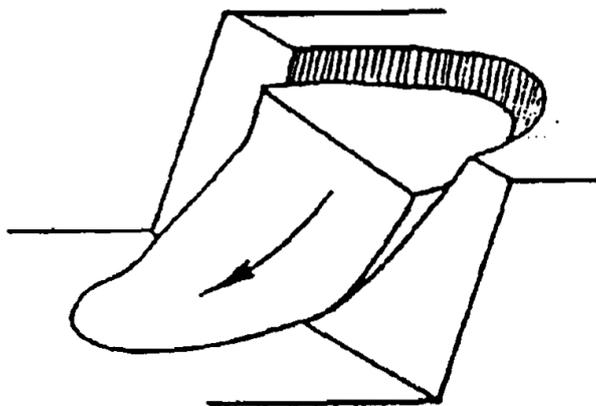


Figura 2.7 Rotura circular. Imagen tomada de Hoek y Bray (1977).

En este caso se ha utilizado el método simplificado de *Bishop (1955)* que supone la superficie de deslizamiento circular y que las fuerzas en las caras laterales son nulas, solo interviene el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método que presenta un error máximo del 7% ofreciendo suficiente precisión (*Whitman y Bailey, 1967*).

III. RESULTADOS

3.1. Caracterización geotécnica

En este apartado se analizan en detalle los diferentes parámetros de las unidades en función de los valores obtenidos de los ensayos en laboratorio, de los ensayos *in situ* y de valores bibliográficos en algunos casos. Las unidades geológico-geotécnicas diferenciadas que se describen a continuación son:

CUATERNARIO

- Suelos aluviales de llanura de inundación (Q_{LL})
- Terrazas aluviales (Q_T)

TERCIARIO

- Formación Tierra de campos (T_C)
- Formación Dueñas (T_D)

3.1.1. Suelos aluviales de llanura de inundación (Q_{LL})

Para el estudio de esta unidad se han recopilado diferentes muestras tanto *in situ* como de laboratorio procedentes de los sondeos realizados. En total se han tenido en cuenta 19 sondeos de 25 a 35 m de profundidad en los que se han analizado un total de 31 MI, 4 SPT y 1 TP. Por otro lado, también se han tenido en cuenta 13 calicatas en las que se han recogido 16 MA y 7 ensayos de penetración dinámica (DPSH).

Los materiales de esta unidad son depósitos aluviales que conforman la llanura de inundación del cauce actual del río Carrión. En los sondeos en los que se han perforado estos materiales se ha podido observar que esta unidad presenta un espesor reducido de entre 2 a 4 m.

En general, está constituida por arcillas y limos con bajos contenidos en arena. En menor proporción aparecen arenas con indicios de arcilla. En conjunto, los materiales presentan tonos marrones, pardos y marrones oscuros.

A continuación, se analizan las diferentes propiedades de estos materiales en función de los resultados obtenidos:

- Identificación y estado

Para la clasificación de estos materiales se analizan 52 ensayos de granulometría y 47 límites de Atterberg de los cuales 16 se corresponden con muestras obtenidas de la realización de calicatas y el resto de los sondeos realizados. En la Tabla 3.1 se muestran los ensayos de laboratorio para la clasificación de esta unidad:

| Granulometría | Gravas (%) | Arenas (%) | Finos (%) |
|--------------------|------------|------------|-----------|
| Máximo | 14,0 | 80,8 | 99,8 |
| Mínimo | 0,0 | 0,2 | 18,9 |
| Promedio | 0,9 | 16,9 | 82,2 |
| Muestras ensayadas | 52 | | |

Tabla 3.1 Granulometría de la unidad Q_{LL}.

Los materiales que forman parte de esta unidad presentan un contenido en finos muy elevado, con un valor medio superior al 82 %.

Los valores de los Límites de Atterberg para esta unidad son los siguientes (Tabla 3.2):

| Límites de Atterberg | Límite Líquido | Índice de Plasticidad |
|----------------------|----------------|-----------------------|
| Máximo | 52,0 | 23,0 |
| Mínimo | 19,0 | 5,0 |
| Promedio | 32,2 | 13,5 |
| Muestras ensayadas | 47 | |

Tabla 3.2 Límites de Atterberg de la unidad Q_{LL}.

Los ensayos de granulometría (Fig. 3.1) y límites de Atterberg permiten clasificar los suelos según la clasificación SUCS (Fig. 3.2) como muestran en las siguientes figuras:

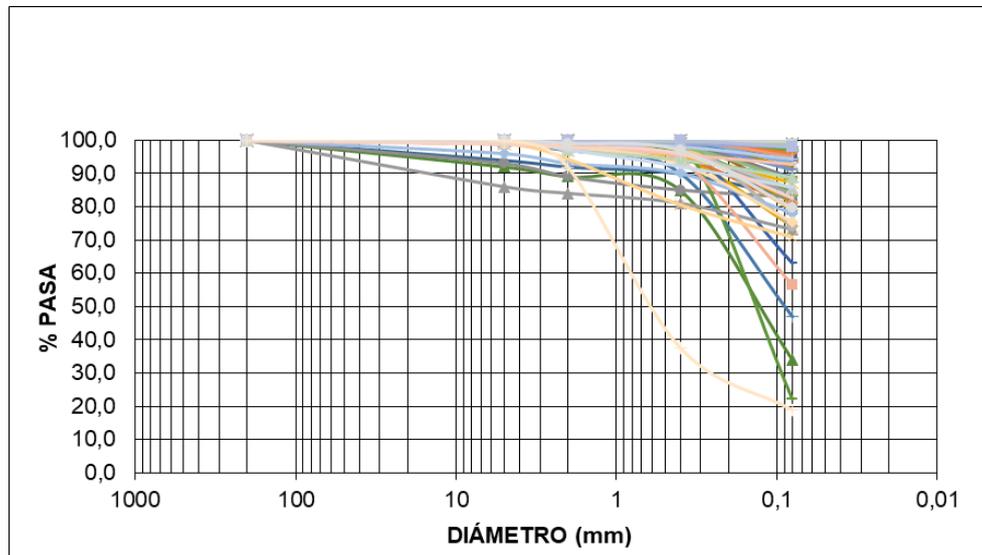


Figura 3.1 Granulometría de la unidad Q_{LL}.

En las curvas granulométricas se aprecia que en su mayoría los materiales son de granulometría fina. Analizando en detalle los resultados, se observa que apenas hay muestras de granulometrías gruesas ya que 47 de 52 se han clasificado como arcillas y limos, y las restantes 5 muestras se corresponden con muestras clasificadas como arena.

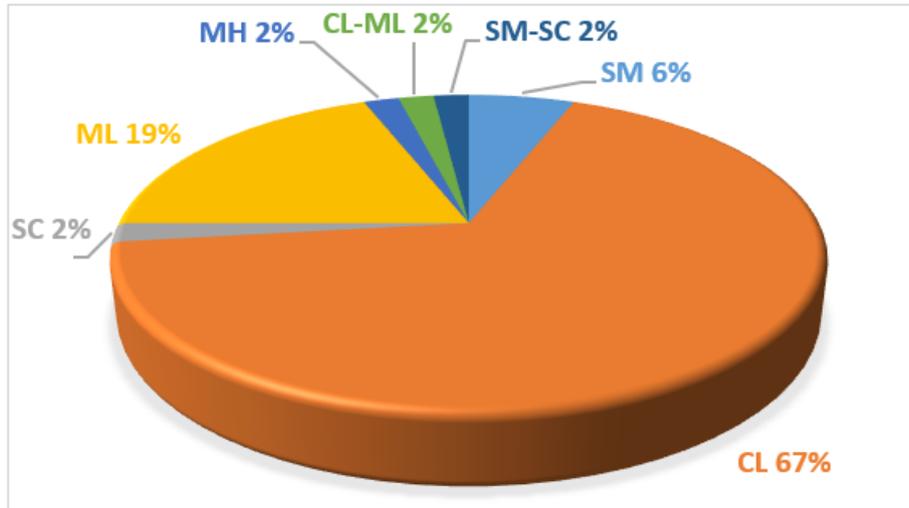


Figura 3.2 Porcentaje de clasificación de las muestras según la SUCS.

Con los ensayos disponibles se ha observado que el 67 % de los materiales de esta unidad se clasifican como suelos CL, un 19 % como suelos ML, un 6 % como suelos SM y el restante 8 % está formado por suelos SC, MH, CL-ML y SM-SC teniendo un porcentaje cada uno de un 2 %. Esto concuerda con las testificaciones de los sondeos analizadas en las que predominan los materiales cohesivos sobre los materiales granulares.

En la Figura 3.3 que se adjunta a continuación se puede observar la carta de plasticidad que presentan los materiales de la unidad Q_{LL}:

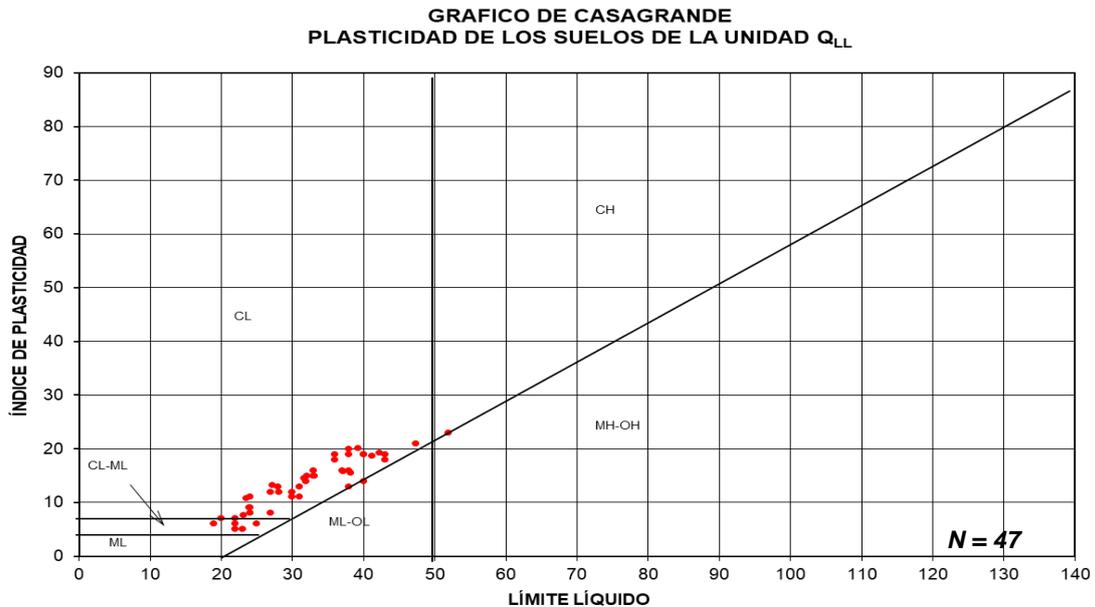


Figura 3.3 Clasificación de la plasticidad de los suelos mediante el criterio de Casagrande para la unidad Q_{LL}.

Como se puede apreciar, la mayor parte de las muestras se localizan en el campo de las arcillas de baja plasticidad (CL). Para un mayor estudio, se ha analizado la evolución de la plasticidad con la profundidad con el objetivo de ver si varía este parámetro (Fig. 3.4):

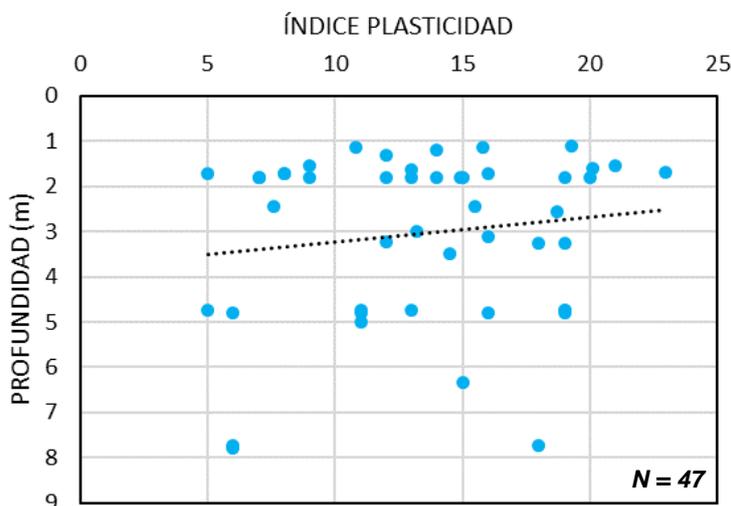


Figura 3.4 Análisis de la plasticidad en profundidad.

Atendiendo al índice de plasticidad de los materiales se observa cómo los valores dentro del campo de baja plasticidad son variados y no presentan cambio con la profundidad. A la hora de realizar este análisis no se han tenido en cuenta 5 muestras ya que presentan un carácter no plástico.

- Propiedades físico-químicas

En este apartado se muestran las propiedades físicas de los materiales (Tabla 3.3). Se ha considerado densidad seca y peso específico de las partículas sólidas.

| Propiedades | Humedad natural (%) | Densidad seca (g/cm ³) | Peso específico (kN/m ³) |
|-----------------|---------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| Máximo | 24,60 | 2,02 | 29,0 |
| Mínimo | 7,00 | 1,66 | 23,7 |
| Promedio | 15,42 | 1,80 | 26,2 |
| Muestras | 12 | 14 | 8 |

Tabla 3.3 Propiedades de la unidad Q_{LL}.

Se exponen a continuación 2 gráficas (Fig. 3.5) en las que se analiza dos de estos parámetros en profundidad:

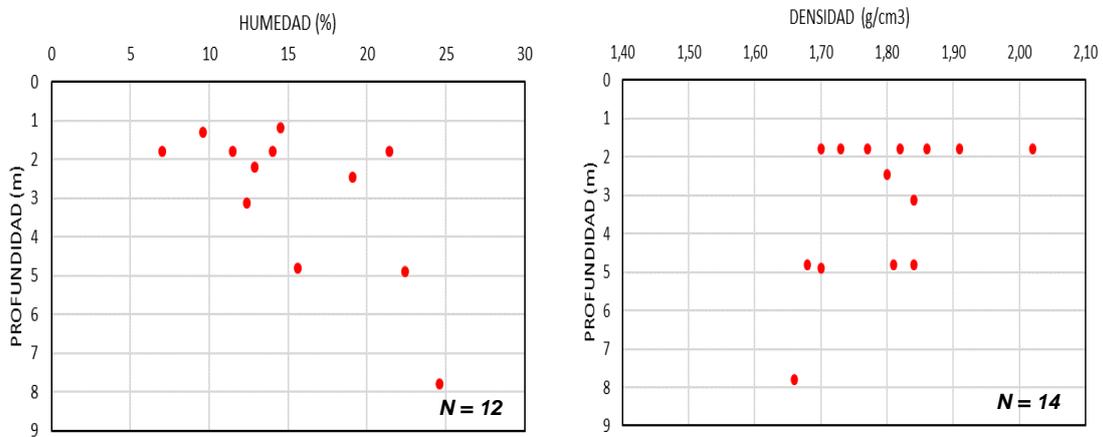


Figura 3.5 Relación de la humedad y densidad con la profundidad.

En las gráficas se observa un ligero aumento de la humedad en profundidad. La densidad se mantiene constante en profundidad, con unos valores medios comprendidos entre 1,76 y 2,00 g/cm³.

Quimismo

Para obtener información acerca de los contenidos químicos de esta unidad, se dispone de 11 ensayos de contenido en sulfatos, 15 ensayos de contenido en materia orgánica, 9 ensayos de contenido en carbonatos, 4 ensayos de contenido en sales solubles y 4 de contenido en yesos.

A continuación, se adjunta una tabla ensayos de laboratorio realizados (Tabla 3.4):

| Químicos | Materia orgánica (%) | Carbonatos (%) | Sales solubles (%) | Sulfatos (%) | Yesos (%) |
|----------|----------------------|----------------|--------------------|--------------|-----------|
| Máximo | 0,96 | 35,36 | 3,50 | 1,14 | 8,20 |
| Mínimo | 0,09 | 1,20 | 1,70 | 0,00 | 0,00 |
| Promedio | 0,39 | 13,99 | 2,30 | 0,27 | 2,06 |
| Muestras | 15 | 9 | 4 | 11 | 4 |

Tabla 3.4 Contenido en químicos para la unidad Q_{LL}.

Atendiendo a los resultados de contenido en yesos, en 3 de las 4 muestras en las que se ha ensayado este contenido han presentado unos resultados con un valor de 0 a 0,05 % siendo prácticamente nulo. Solo una de las muestras presenta 8,20 % en yesos por lo tanto no se considera representativo.

Respecto al contenido en carbonatos, se puede apreciar que las muestras ensayadas presentan contenidos medios teniendo un valor medio en carbonatos del 13,99 %.

Agresividad química

En el caso de esta unidad no se dispone de muestras de agua debido a su escaso espesor en la zona y a la ausencia de contacto con el nivel freático, por lo tanto, no se ha podido analizar.

- Propiedades mecánicas

Resistencia

Para conocer la resistencia de los materiales de esta unidad se analizaron los ensayos SPT y MI ($\frac{1}{2} MI = N_{SPT}$) realizados en el interior de los sondeos. Teniendo en cuenta el valor de estos golpes se ha obtenido un valor medio N_{SPT} de 13 golpes. Para obtener este valor se han descartado los valores elevados ya que no se consideran representativos para este tipo de suelos. A continuación, se muestra un análisis en profundidad (Fig. 3.6):

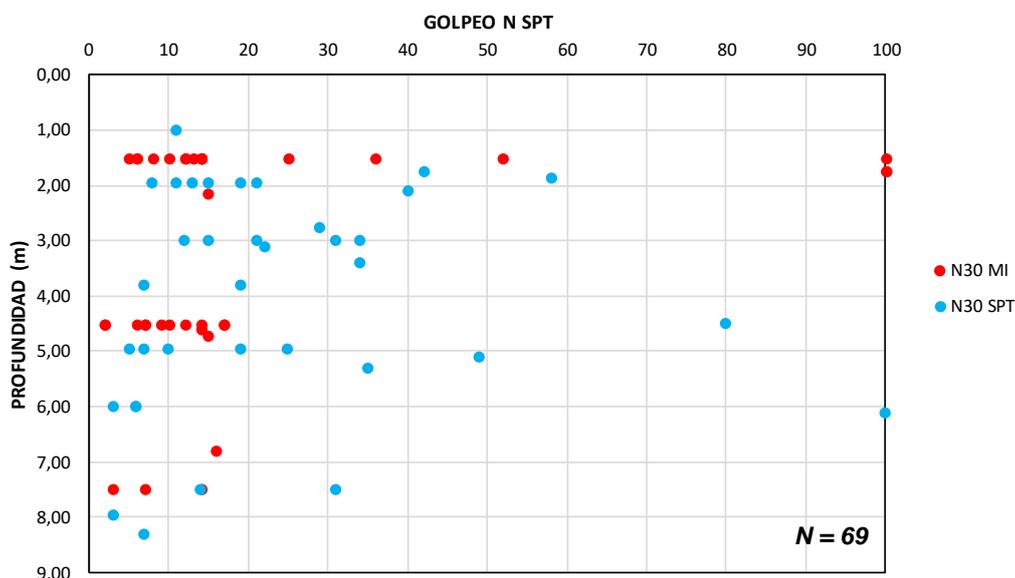


Figura 3.6 Golpes N_{SPT} de la unidad Q_{LL} .

En la gráfica se observa una variación en los golpes de los ensayos SPT, mientras que las muestras inalteradas presentan golpes más bajos y por lo general más homogéneos. En la mayoría de los ensayos se han obtenido valores de golpeo de entre 0-20, de manera que aproximadamente el 70 % de estos presenta una consistencia media y firme.

A partir del ensayo de penetración estándar SPT se puede estimar el valor de la resistencia a compresión simple de los materiales cohesivos (Fig. 3.7). Para ello se han utilizado los valores de NAVFAC (1971).

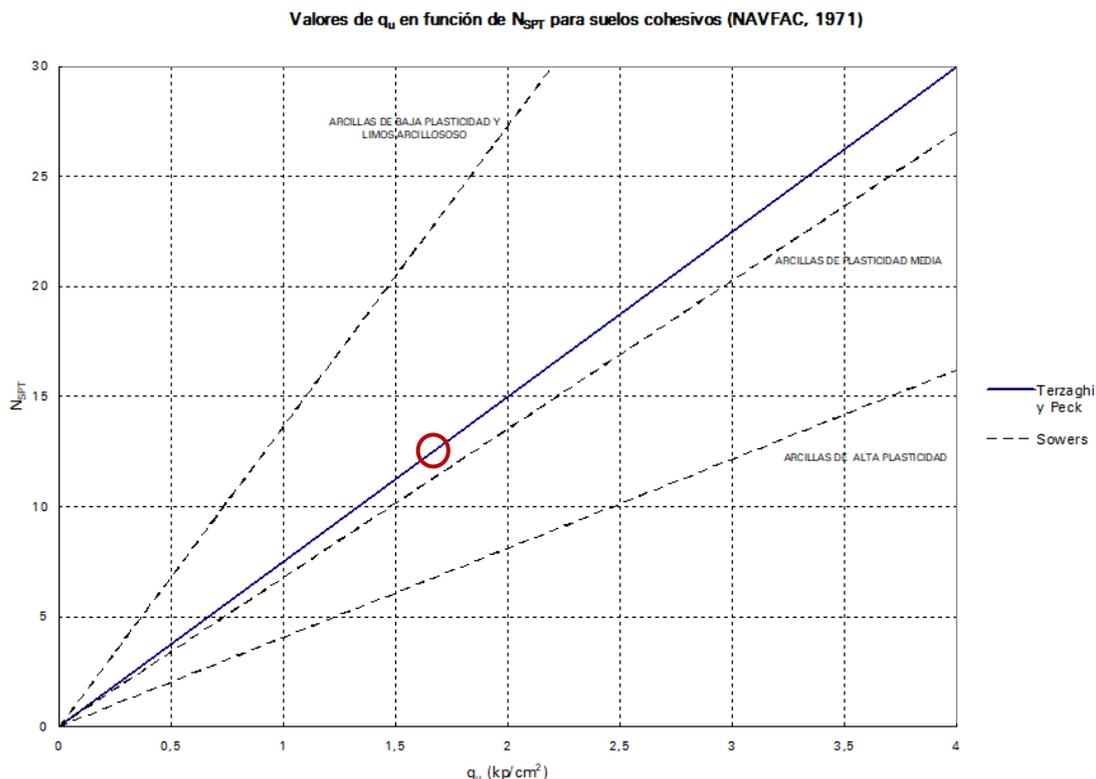


Figura 3.7 Resistencia a la compresión simple a partir del valor de N_{SPT} medio para la unidad Q_{LL} .

De esta manera, para un valor medio de golpeo N_{SPT} de 13 golpes se obtiene un valor de resistencia a la compresión simple (q_u) de aproximadamente 18 t/m^2 .

Por otro lado, haciendo referencia a los ensayos de DPSH se ha podido observar como en los 7 ensayos realizados en esta unidad se han obtenido golpes bajos con valores de entre 3 a 11 dando rechazo entre 3 y 4 m. Estos valores concuerdan con los obtenidos en los ensayos SPT.

Para la caracterización de la resistencia de estos materiales se dispone de 13 ensayos de compresión simple (Tabla 3.5):

| Compresión simple en suelos (q_u) | Resistencia (t/m^2) |
|---------------------------------------|--------------------------------|
| Máximo | 57 |
| Mínimo | 6 |
| Promedio | 25 |
| Muestras ensayadas | 13 |

Tabla 3.5 Valores de q_u para la unidad Q_{LL} .

Las muestras ensayadas han presentado valores de q_u medios. El valor medio que se ha obtenido (25 t/m^2) es superior al valor que se ha obtenido con la gráfica anterior.

Para la obtención del valor de resistencia al corte sin drenaje (c_u) se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$c_u = 1/2 * q_u$$

De esta manera, a partir del valor de la relación entre q_u y el N_{SPT} (18 t/m²), se obtiene un valor de c_u es de 9 t/m².

Como ensayos de laboratorio se dispone de ensayos de: 8 ensayos de corte directo consolidados y drenados (CD) y 6 ensayos triaxiales consolidados sin drenaje (CU) que se muestran a continuación (Tabla 3.6):

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|----------------------|------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Triaxial (efectivas) | CU | c (t/m ²) | 6 | 2,70 | 0,50 | 1,68 |
| | | Fricción (°) | 6 | 35,00 | 19,00 | 27,28 |
| Corte directo | CD | c (t/m ²) | 8 | 3,90 | 0,60 | 2,25 |
| | | Fricción (°) | 8 | 42,00 | 21,00 | 26,00 |

Tabla 3.6 Valores de ensayos de corte y triaxiales para la unidad Q_{LL} .

Para obtener el valor medio, no se han considerado los valores de fricción superiores a 30°, debido que se consideran muy altos para unas arcillas de consistencia firme como se observa en la tabla 2.4.3 de la ROM 0.5-05. Por lo tanto, el valor medio de fricción que se obtendría sería de 26°.

Como valor medio de cohesión efectiva de los ensayos de corte directo CD y triaxial CU se ha obtenido un valor de 2 t/m² siendo más bajo que el obtenido a partir de la Figura 3.7 por lo tanto, se toma este valor como referencia.

Expansividad y colapso

La expansividad y el colapso se ha determinado mediante el análisis de ensayos de laboratorio y el uso de bibliografía. Se han utilizado tanto muestras ensayadas en el laboratorio de sondeos como de calicatas (Tabla 3.7).

| Expansividad y colapso | Índice de colapso (%) | Hinchamiento libre (%) | Presión de hinchamiento (kPa) |
|------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|
| Máximo | 0,89 | 2,62 | 200 |
| Mínimo | 0,12 | 1,06 | 10 |
| Promedio | 0,41 | 1,85 | 61 |
| Muestras | 4 | 4 | 12 |

Tabla 3.7 Expansividad y colapso de la unidad Q_{LL} .

Como se observa, esta unidad presenta valores medios de presión de hinchamiento y de hinchamiento libre. Atendiendo al índice de colapso se cuenta con 4 muestras, las cuales presenta un valor medio de 0,41 siendo este bajo.

Además de ensayos de laboratorio, en la Tabla 3.8, se analiza la expansividad a partir de la bibliografía (González de Vallejo *et al.*, 2002):

| Grado | Expansividad | Finos (%) | Límite líquido | Presión de hinchamiento (kPa) | Hinchamiento libre (%) |
|-------|--------------|-----------|----------------|-------------------------------|------------------------|
| I | Baja | < 30 | < 35 | < 25 | < 1 |
| II | Baja a media | 30-60 | 35-50 | 25-125 | 1-4 |
| III | Media a alta | 60-95 | 50-65 | 125-300 | 4-10 |
| IV | Muy alta | > 95 | > 65 | > 300 | > 10 |

Tabla 3.8 Valores de expansividad para la unidad Q_{LL} .

En la tabla se han representado en color verde los valores obtenidos para esta unidad. Mediante el criterio utilizado, estos materiales presentan una expansividad de baja a media. Esto quiere decir que no se esperar problemas asociados con la expansividad en estos materiales.

3.1.2. Terrazas aluviales (Q_T)

Para el estudio de esta unidad se ha recopilado diferentes muestras tanto *in situ* como de laboratorio procedentes de sondeos y calicatas. En total se han tenido en cuenta 19 sondeos de entre 25 y 35 m de profundidad, en los que se han analizado un total de 14 MI y 13 SPT. Por otro lado, también se han tenido en cuenta 15 calicatas en las que se han recogido 20 MA y 4 ensayos de penetración dinámica (DPSH).

Esta unidad está formada por niveles de terrazas aluviales que corresponden a los niveles de terrazas definidos en el río Carrión. En los sondeos en los que se han perforado estos materiales se ha observado un primer nivel formado por arenas que en algunas ocasiones presentan cantos de 0,5-1 cm, arenas arcillosas y arcillas con indicios de arenas y un segundo nivel constituido por gravas con matriz areno-arcillosa que presentan cantos de un tamaño máximo de 6 a 10 cm y un tamaño medio de 3 a 5 cm.

En conjunto las arenas y arcillas de la unidad presentan tonos marrones y marrones oscuros, mientras que las gravas presentan tonos marrones y pardos. Estos materiales se localizan en su mayoría en el término municipal de Palencia y a partir de Monzón de campos en adelante.

A continuación, se analizan las diferentes propiedades de estos materiales en función de los resultados obtenidos:

- Identificación y estado

Para la clasificación de estos materiales se dispone de 44 ensayos de granulometría y 25 límites de Atterberg de los cuales 18 se corresponden con muestras obtenidas de la realización de calicatas y el resto de los sondeos realizados.

En la Tabla 3.9 se muestran los ensayos de laboratorio para la clasificación de esta unidad:

| Granulometría | Gravas (%) | Arenas (%) | Finos (%) |
|---------------------------|------------|------------|-----------|
| Máximo | 89,0 | 84,0 | 94,0 |
| Mínimo | 0,0 | 6,0 | 3,0 |
| Promedio | 33,2 | 39,5 | 27,3 |
| Muestras ensayadas | 44 | | |

Tabla 3.9 Granulometría de la unidad Q_T.

Seguido de esto se muestra a continuación los valores obtenidos de la realización de los Límites de Atterberg (Tabla 3.10):

| Límites de Atterberg | Límite Líquido | Índice de Plasticidad |
|---------------------------|----------------|-----------------------|
| Máximo | 71,6 | 48,9 |
| Mínimo | 14,5 | 3,2 |
| Promedio | 27,4 | 13,0 |
| Muestras ensayadas | 25 | |

Tabla 3.10 Límites de Atterberg de la unidad Q_T.

Los materiales que forman parte de esta unidad presentan unos contenidos muy variados de las diferentes granulometrías, encontrándose en mayor porcentaje las arenas y gravas.

Los ensayos de granulometría (Fig. 3.8) y límites de Atterberg permiten clasificar los suelos según la clasificación SUCS (Fig. 3.9) como se muestran en las siguientes figuras:

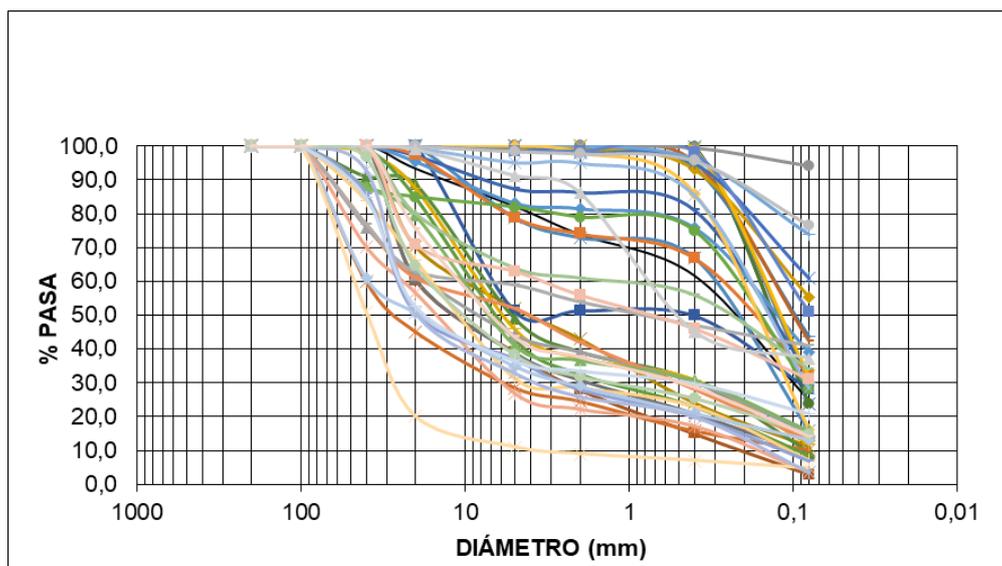


Figura 3.8 Granulometría de la unidad Q₇.

En la gráfica se puede apreciar la gran dispersión en las granulometrías en que presentan los materiales de esta unidad.

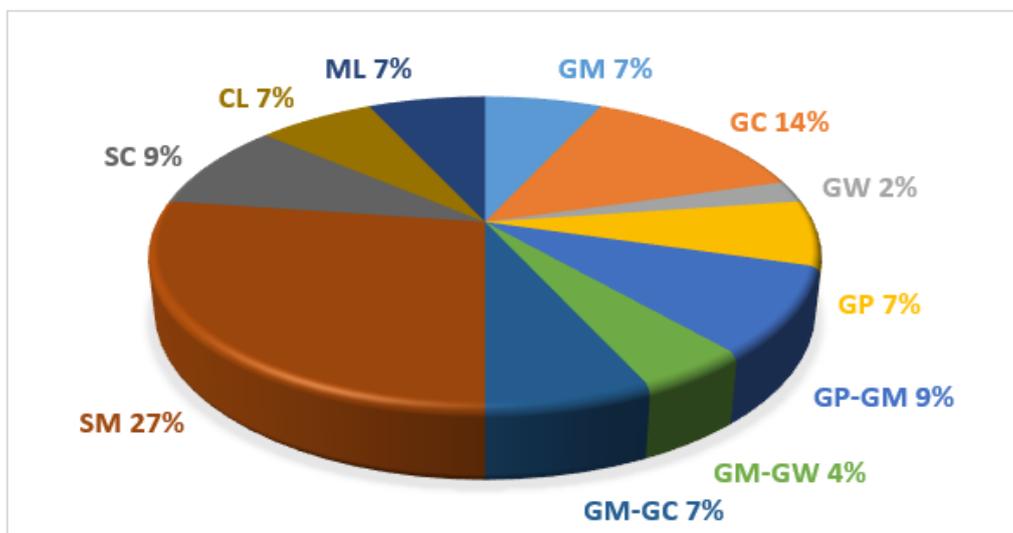


Figura 3.9 Porcentaje de clasificación de las muestras según la SUCS.

Con los ensayos disponibles se ha observado que el 27 % de los materiales de esta unidad se clasifican como suelos SM, un 14 % como suelos GC, un 9 % como suelos SC, un 9 % como suelos GP-GM, un 7 % en cada uno de suelos de tipo CL, ML, GM, GP y GM-GC, un 4 % como suelos GM-GW, el restante 2 % como suelos GW. Como se aprecia, existe una gran heterogeneidad en los materiales de esta unidad.

Se observa un mayor contenido en arenas y en gravas que en finos, tal y como se ha mencionado anteriormente. En la Figura 3.9 se observa que aproximadamente la mitad de las muestras se clasifican como gravas, el 40 % como arenas y el 10% restante como finos.

En la Figura 3.10 que se adjunta a continuación se puede observar la carta de plasticidad que presentan estos materiales:

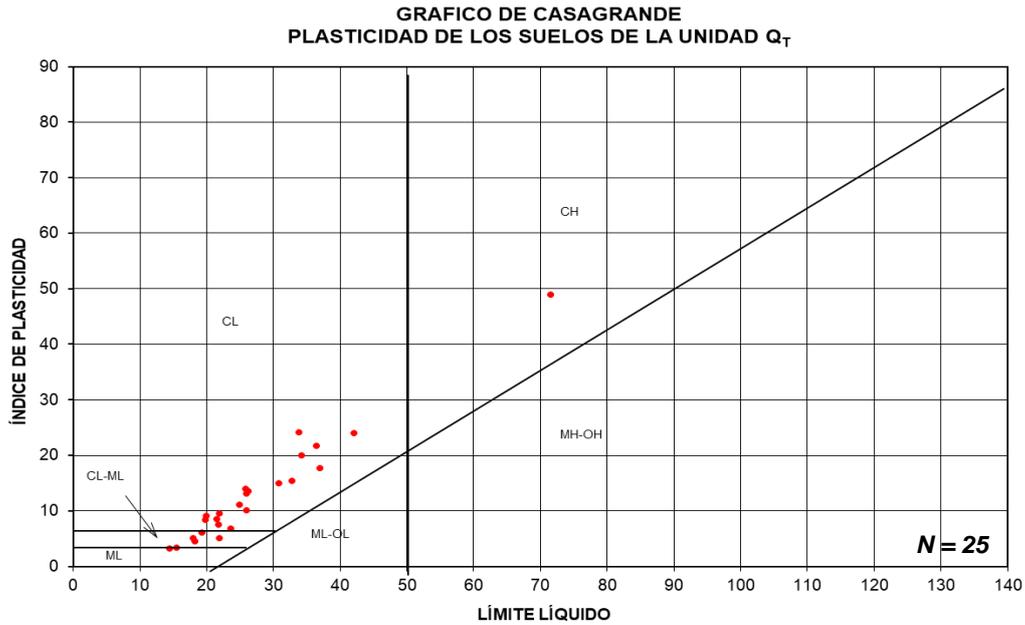


Figura 3.10 Clasificación de la plasticidad de los suelos mediante el criterio de Casagrande para la unidad Q_T.

Como se puede apreciar, la mayor parte de las muestras se localizan en el campo de las arcillas de baja plasticidad (CL). Seguido de esto, se ha analizado la evolución de la plasticidad con la profundidad con el objetivo de comprobar si varía este parámetro (Fig. 3.11):

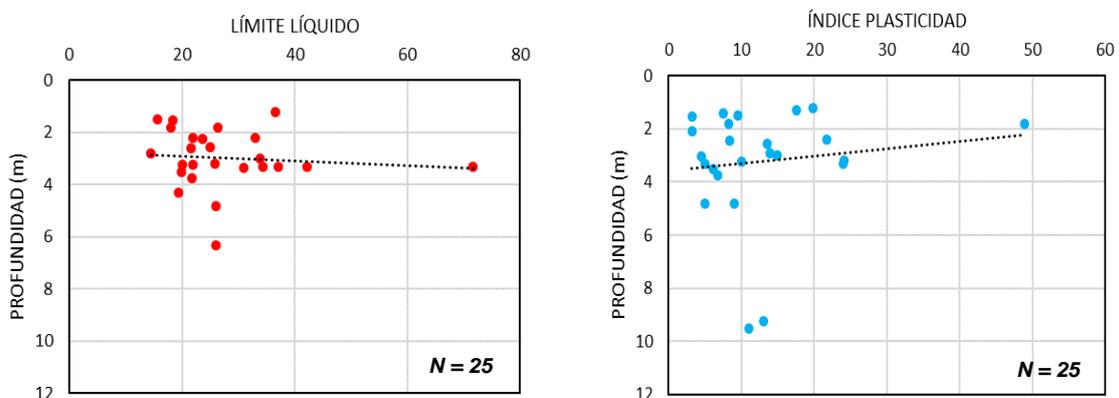


Figura 3.11 Análisis de la plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad) en profundidad.

Atendiendo al límite líquido e índice de plasticidad, los materiales presentan valores de medios a bajos. A la hora de realizar este análisis no se ha tenido en cuenta una muestra que presentaba valores muy elevados y no representativos para la unidad. Por otro lado, señalar que 6 muestras no han presentado plasticidad.

- Propiedades físico-químicas

En este apartado se muestra el estado y las propiedades de los materiales que se han ensayado (Tabla 3.11):

| Propiedades | Humedad natural (%) | Densidad seca (g/cm ³) | Peso específico (kN/m ³) |
|-----------------|---------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| Máximo | 18,60 | 2,16 | 27,2 |
| Mínimo | 3,30 | 1,76 | 16,6 |
| Promedio | 9,61 | 1,95 | 21,9 |
| Muestras | 26 | 5 | 2 |

Tabla 3.11 Propiedades de la unidad Q_T.

Se muestra a continuación una gráfica en la que se analiza la variación de la humedad con la profundidad (Fig. 3.12). En ella se aprecia un ligero aumento de la humedad con la profundidad.

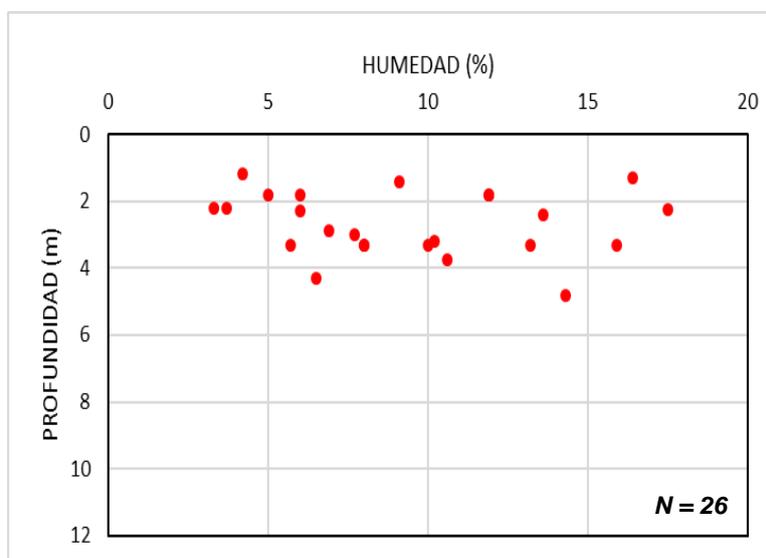


Figura 3.12 Relación de la humedad con la profundidad.

Quimismo

Para obtener información acerca de los contenidos químicos de esta unidad, se dispone de 23 ensayos de contenido en sulfatos, 23 ensayos de contenido en materia orgánica, 4 ensayos de contenido en carbonatos, 12 ensayos de contenido en sales solubles y 3 de contenido en yesos.

A continuación, se adjunta una tabla ensayos de laboratorio realizados (Tabla 3.12):

| Químicos | Materia orgánica (%) | Carbonatos (%) | Sales solubles (%) | Sulfatos (%) | Yesos (%) |
|----------|----------------------|----------------|--------------------|--------------|-----------|
| Máximo | 0,94 | 23,00 | 2,25 | 0,19 | 0,00 |
| Mínimo | 0,04 | 6,95 | 0,11 | 0,00 | 0,00 |
| Promedio | 0,30 | 14,24 | 0,34 | 0,01 | 0,00 |
| Muestras | 23 | 4 | 12 | 23 | 3 |

Tabla 3.12 Contenido en químicos para la unidad Q_T.

Se puede observar cómo esta unidad presenta ausencia de yesos y valores bajos en contenido en materia orgánica, sales solubles y sulfatos. Respecto al contenido en carbonatos, se puede apreciar que las muestras presentan un valor del 14,24 %.

Agresividad química

Al igual que la unidad anterior no se dispone de muestras de agua debido a su escaso espesor en la zona y a la ausencia de contacto con el nivel freático, por lo tanto, no se ha podido analizar.

- Propiedades mecánicas

Resistencia

Para conocer la resistencia de los materiales de esta unidad se analizaron los ensayos SPT y MI realizados en el interior de los sondeos. Teniendo en cuenta el valor de estos golpes se ha obtenido un valor medio N_{SPT} de entre 15 y 20 descartando los valores elevados ya que no se consideran representativos para este tipo de suelos. A continuación, se analizan estos valores en profundidad (Fig. 3.13).

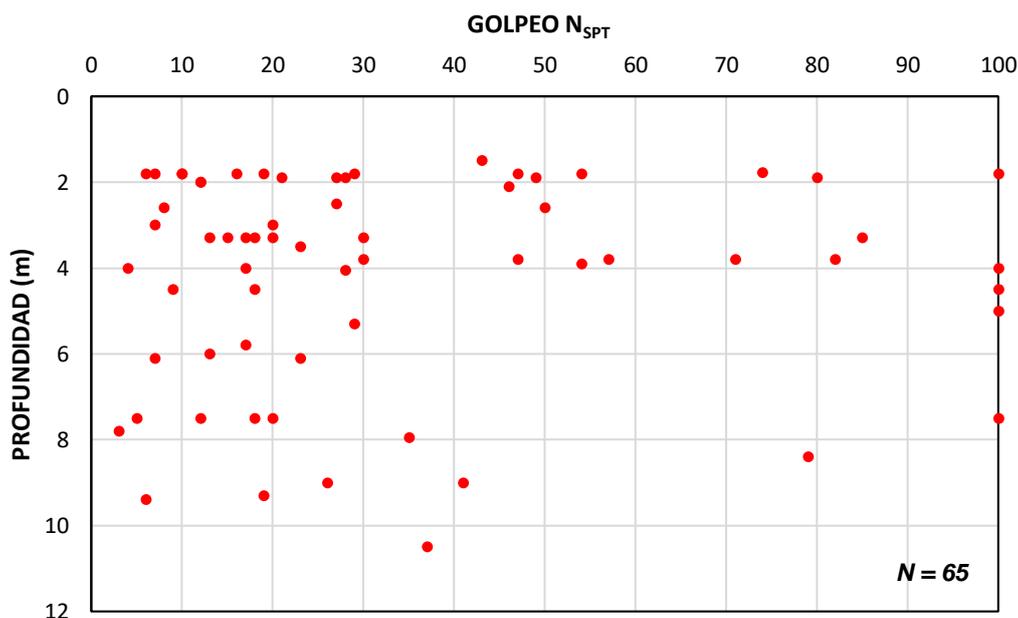


Figura 3.13 Golpeos N_{SPT} de la unidad Q_T.

Como se puede apreciar en la gráfica, existe una heterogeneidad en los valores de los golpes. Esto es debido a que en los ensayos realizados sobre las gravas se han obtenido valores altos o de rechazo mientras que los valores más bajos se corresponden con las pasadas de materiales de granulometrías más finas.

Como se observa en la figura, en la mayoría de los ensayos se han obtenido valores de golpeo entre 5 y 30. A aproximadamente en dos tercios de los ensayos se ha obtenido una compacidad de floja a medianamente densa.

Seguido de esto, haciendo referencia a los ensayos de DPSH se ha podido observar como en los 4 ensayos realizados en esta unidad se han obtenido golpes bajos con valores de entre 10 a 25 en los niveles arenosos y el rechazo al entrar en contacto con los niveles de gravas. Estos valores concuerdan con los obtenidos en los ensayos SPT.

Para la caracterización de la resistencia de estos materiales se dispone de 2 ensayos de compresión simple (Tabla 3.13):

| Compresión simple en suelos (q_u) | Resistencia (t/m^2) |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Máximo | 19 |
| Mínimo | 3 |
| Promedio | 11 |
| Muestras ensayadas | 2 |

Tabla 3.13 Valores q_u para la unidad Q_T .

Las muestras ensayadas han presentado valores de q_u bajos. Se cuenta con un número bajo de ensayos dado que la mayoría de las muestras eran gravas en las que no se puede realizar este tipo de ensayo.

Por otro lado, se dispone de 1 ensayo de resistencia al corte consolidado y sin drenaje (CU), 2 ensayos de resistencia al corte consolidados y drenados (CD), así como 1 ensayo triaxial consolidado sin drenaje (CU) que se muestran a continuación (Tabla 3.14):

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|----------------------|------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Corte directo | CU | c (t/m^2) | 1 | - | - | 1,50 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 1 | - | - | 28,60 |
| Corte directo | CD | c (t/m^2) | 2 | 0,70 | 0 | 0,35 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 2 | 39,00 | 37,80 | 38,40 |
| Triaxial (efectivas) | CU | c (t/m^2) | 1 | - | - | 1,30 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 1 | - | - | 32,0 |

Tabla 3.14 Valores de resistencia para la unidad Q_T .

Como valor medio de cohesión efectiva se estima 1 t/m^2 aproximadamente y como valor medio de fricción 35° . Al igual que ocurre con los ensayos de compresión simple, dada la presencia de materiales gravosos que predominan en esta unidad, apenas se han podido realizar ensayos de corte en estos materiales.

Por lo tanto, no se puede obtener el valor de c_u (en condiciones no drenadas) ni en relación a la compresión simple ni con los parámetros de resistencia de los ensayos de laboratorio.

Expansividad y colapso

La expansividad y el colapso se ha determinado mediante el análisis de ensayos de laboratorio y el uso de bibliografía. Para su estudio, se han utilizado tanto muestras ensayadas en el laboratorio de los sondeos como de calicatas (Tabla 3.15).

| Expansividad y colapso | Índice de colapso (%) | Hinchamiento libre (%) | Presión de hinchamiento (kPa) |
|------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|
| Máximo | 0,11 | 1,40 | 50 |
| Mínimo | 0,05 | 0,64 | 10 |
| Promedio | 0,07 | 1,20 | 25 |
| Muestras | 7 | 4 | 3 |

Tabla 3.15 Expansividad y colapso de la unidad Q_T .

Como se observa, esta unidad presenta valores bajos de presión de hinchamiento y medios de hinchamiento libre. Atendiendo al índice de colapso, se cuenta con 7 muestras con un valor medio de 0,07 siendo este casi nulo.

Además de ensayos de laboratorio, en la Tabla 3.16 se analiza la expansividad a partir de la bibliografía:

| Grado | Expansividad | Finos (%) | Límite líquido | Presión de hinchamiento (kPa) | Hinchamiento libre (%) |
|-------|--------------|-----------|----------------|-------------------------------|------------------------|
| I | Baja | < 30 | < 35 | < 25 | < 1 |
| II | Baja a media | 30-60 | 35-50 | 25-125 | 1-4 |
| III | Media a alta | 60-95 | 50-65 | 125-300 | 4-10 |
| IV | Muy alta | > 95 | > 65 | > 300 | > 10 |

Tabla 3.16 Valores de expansividad para la unidad Q_T .

Mediante el criterio utilizado, estos materiales presentan una expansividad de baja a media. Esto quiere decir que no se esperan problemas asociados con la expansividad en estos materiales.

3.1.3. Formación Tierra de Campos (T_C)

Para el estudio de esta unidad se ha recopilado diferentes ensayos tanto *in situ* como de laboratorio procedentes de sondeos y calicatas. En total se han tenido en cuenta 11 sondeos de entre 25-35 m de profundidad, en los que se han analizado un total de 13 MI, 7 SPT y 15 TP. Por otro lado, también se han tenido en cuenta 3 calicatas en las que se han recogido 3 MA, 7 ensayos de penetración dinámica (DPSH) y 23 presiómetros.

Esta unidad está constituida por niveles de arcillas de consistencia dura en su mayoría y en menor proporción aparecen niveles de arenas arcillosas y arcillas que presentan de bajos a altos contenidos en arena. Estos materiales presentan tonos ocres, marrones, pardos, marrones rojizos, grises y grises rojizos. En algunos niveles aparecen nódulos arcillosos de color gris (Fig. 3.14) y nódulos arenosos de color marrón claro. La parte superior de la unidad se encuentra formada por un nivel algo alterado que aparece hasta unos 5-8 m de profundidad aproximadamente siendo variable. En los sondeos se han detectado estos materiales hasta 35-40 m, sin embargo, su potencia es superior.



Figura 3.14 En la imagen se muestra un nivel con nódulos arcillosos grises.

Esta unidad se apoya sobre los materiales de la formación Dueñas aflorando al pie de las cuestas y encontrándose frecuentemente cubierta por depósitos cuaternarios.

A continuación, se analizan las diferentes propiedades de estos materiales en función de los resultados obtenidos:

- Identificación y estado

Para la clasificación de estos materiales se analizan 31 ensayos de granulometría y 30 límites de Atterberg de los cuales 8 se corresponden con muestras obtenidas de la realización de calicatas y el resto de los sondeos realizados. En la Tabla 3.17 se muestran los ensayos de laboratorio para la clasificación de esta unidad:

| Granulometría | Gravas (%) | Arenas (%) | Finos (%) |
|---------------------------|------------|------------|-----------|
| Máximo | 19,2 | 53,0 | 99,9 |
| Mínimo | 0,0 | 0,1 | 47,0 |
| Promedio | 1,4 | 10,5 | 87,9 |
| Muestras ensayadas | 31 | | |

Tabla 3.17 Granulometría de la unidad T_C.

Los valores medios de los Límites de Atterberg para esta unidad son los siguientes (Tabla 3.18):

| Límites de Atterberg | Límite Líquido | Índice de Plasticidad |
|---------------------------|----------------|-----------------------|
| Máximo | 63,3 | 34,5 |
| Mínimo | 19,1 | 6,2 |
| Promedio | 37,3 | 17,3 |
| Muestras ensayadas | 30 | |

Tabla 3.18 Límites de Atterberg de la unidad T_C.

Los materiales de esta unidad presentan un contenido en finos muy alto con una media del 87,98%, como se observa en la tabla de granulometría y en las figuras que se muestran a continuación. También presentan algo de arena, con una media de un 10,57% ya que en esta unidad aparecen tramos arenosos de pocos metros de espesor y algunos tramos arcillosos con indicios de arena.

Los ensayos de granulometría (Fig. 3.15) y límites de Atterberg permiten clasificar los suelos según la clasificación SUCS (Fig. 3.16) como se muestran en las siguientes figuras:

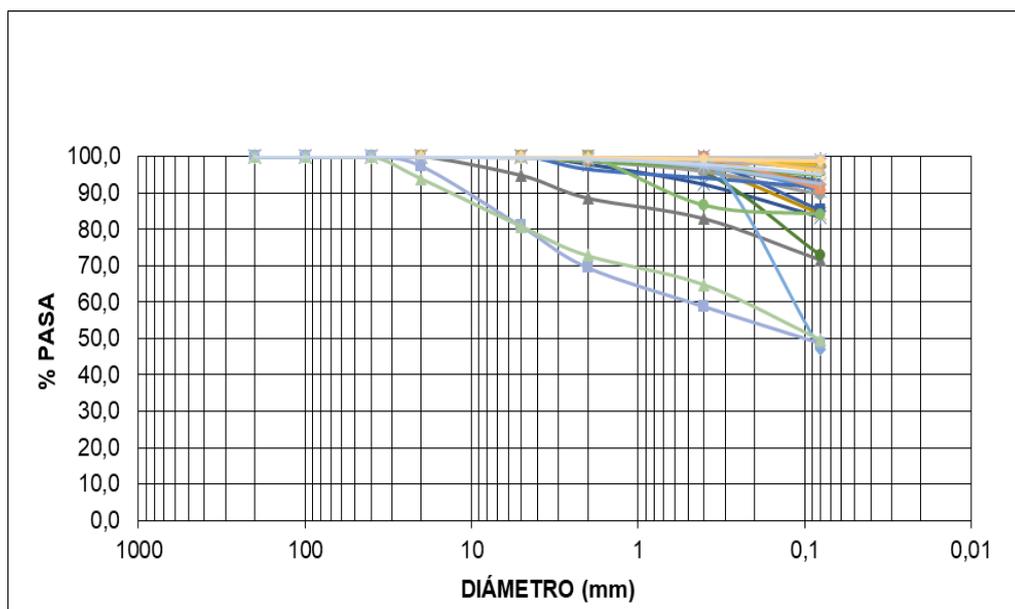


Figura 3.15 Granulometría de la unidad Tc.

En la gráfica se observa que los materiales son en su mayoría de granulometría fina. Analizando en detalle los resultados de laboratorio, se observa que apenas hay muestras con granulometrías gruesas (2 de 31) por lo tanto esta unidad en su mayoría está constituida por materiales cohesivos.

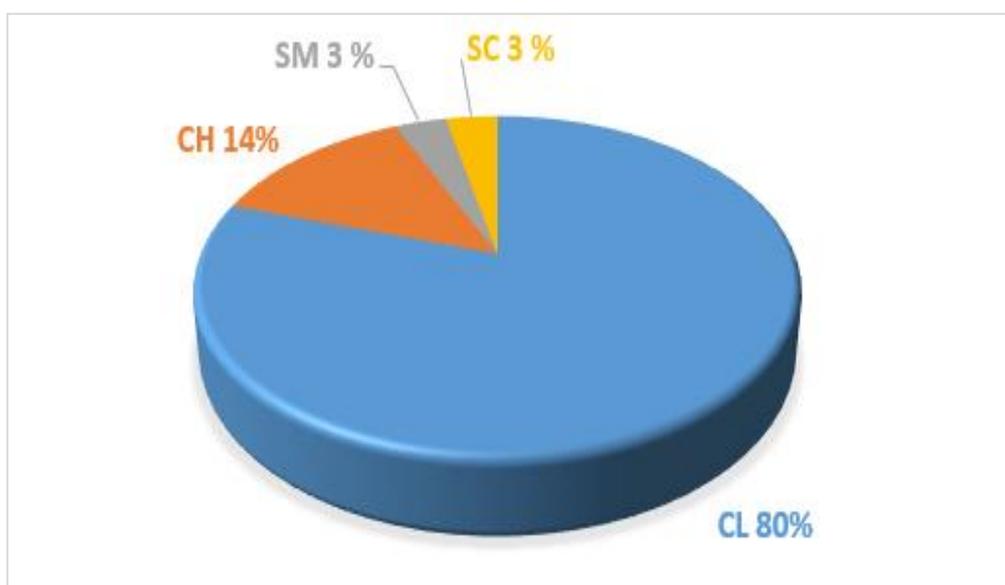


Figura 3.16 Porcentaje de clasificación de las muestras según la SUCS.

Con los ensayos analizados se ha observado que el 80 % de los materiales de esta unidad se clasifican como suelos CL, un 14 % como suelos CH, un 3 % como suelos SM y el restante 3 % como suelos SC. En cuanto al contenido de arenas, esta unidad presenta un porcentaje muy bajo ya que solo se han clasificado como arenas dos muestras tal y como se ha mencionado anteriormente.

En la Figura 3.17 que se adjunta a continuación se puede observar la plasticidad que presentan estos materiales:

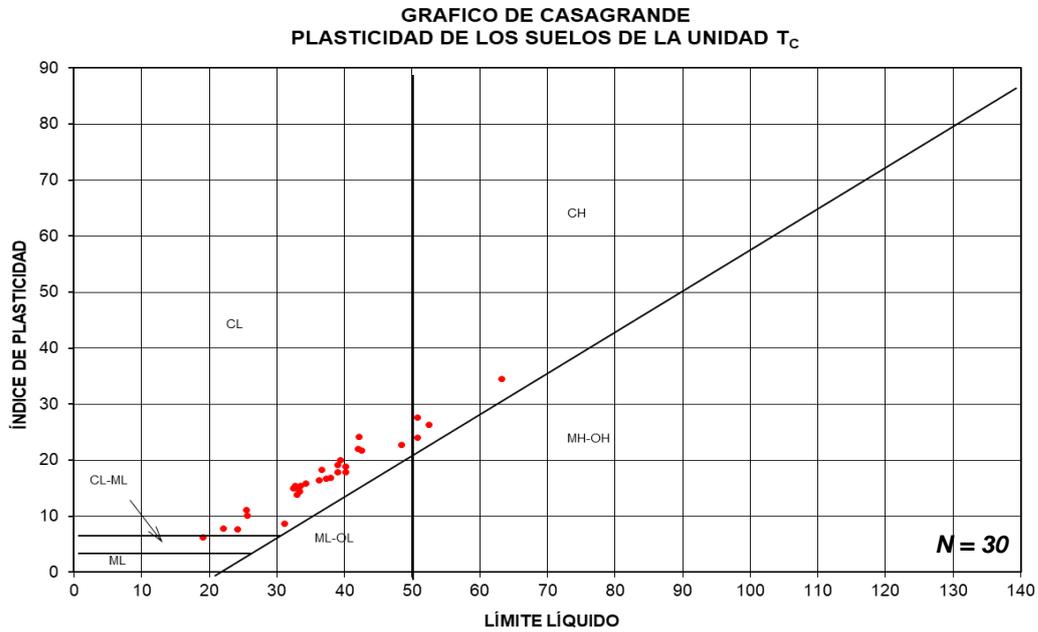


Figura 3.17 Clasificación de la plasticidad de los suelos mediante el criterio de Casagrande para la unidad T_c.

Como se aprecia, la mayor parte de las muestras se sitúan en el campo de las arcillas de baja plasticidad (CL). Solo 4 de las 30 muestras ensayadas se localizan en el campo de la alta plasticidad. Dado que los materiales de esta unidad presentan una baja plasticidad, se ha analizado su evolución con la profundidad para observar si hay variaciones (Fig. 3.18):

Al analizar el límite líquido y el índice de plasticidad se observa en ambos como aumentan con la profundidad.

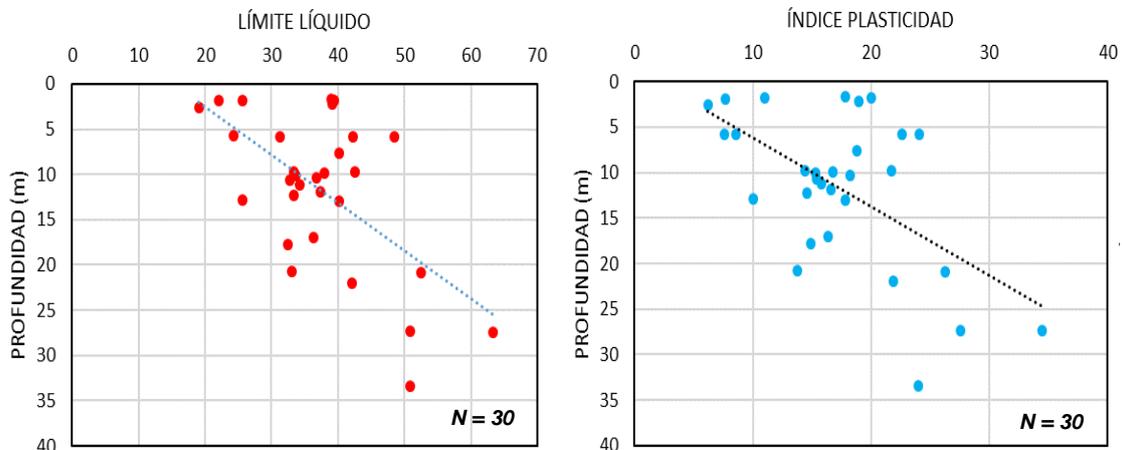


Figura 3.18 Análisis de la plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad) en profundidad.

- Propiedades físico-químicas

En este apartado se muestra el estado y las propiedades de los materiales que se han ensayado (Tabla 3.19):

| Propiedades | Humedad natural (%) | Densidad seca (g/cm ³) | Peso específico (kN/m ³) |
|-----------------|---------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| Máximo | 22,20 | 1,96 | 25,4 |
| Mínimo | 11,70 | 1,72 | 17,6 |
| Promedio | 16,22 | 1,85 | 20,0 |
| Muestras | 17 | 15 | 8 |

Tabla 3.19 Propiedades de la unidad T_C.

Para su interpretación se han representado los datos en una gráfica en la que se analiza la variación de la humedad en profundidad (Fig. 3.19) observando como aumenta en profundidad:

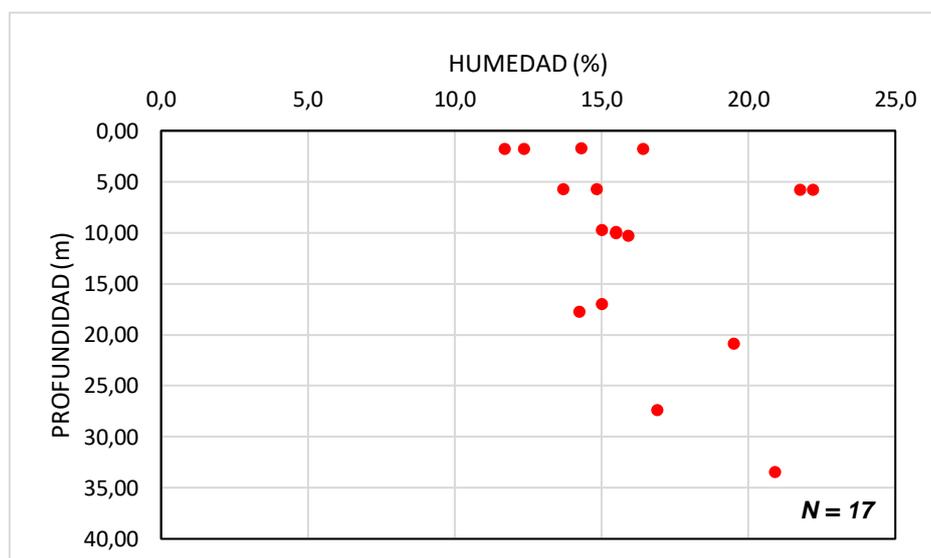


Figura 3.19 Relación de la humedad en profundidad.

Quimismo

Para obtener información acerca de los contenidos químicos de esta unidad, se dispone de 8 ensayos de contenido en sulfatos, 13 ensayos de contenido en materia orgánica, 3 ensayos de contenido en carbonatos, 8 ensayos de contenido en sales solubles y 3 de contenido en yesos.

A continuación, se adjunta una tabla ensayos de laboratorio realizados (Tabla 3.20):

| Químicos | Materia orgánica (%) | Carbonatos (%) | Sales solubles (%) | Sulfatos (%) | Yesos (%) |
|----------|----------------------|----------------|--------------------|--------------|-----------|
| Máximo | 0,62 | 9,56 | 0,68 | 0,11 | 0,31 |
| Mínimo | 0,18 | 5,52 | 0,19 | 0,02 | 0,25 |
| Promedio | 0,34 | 8,15 | 0,42 | 0,07 | 0,27 |
| Muestras | 13 | 3 | 8 | 8 | 3 |

Tabla 3.20 Contenido en químicos para la unidad T_C.

Se puede observar cómo esta unidad presenta un bajo contenido de yesos y en materia orgánica además de sales solubles y sulfatos.

Agresividad química

Para el estudio del nivel freático y el contenido químico del agua en esta unidad se dispone de diferentes mediciones y muestras de agua tomadas en los sondeos. En este caso el nivel freático se sitúa entre 8 y 14 m de profundidad.

Atendiendo al análisis del contenido químico, se dispone de 8 ensayos de agresividad del agua al hormigón. En 5 de ellos se han obtenido valores de sulfatos de entre 300 y 500 mg/l clasificándose como Q_a (ataque débil). En los ensayos restantes, el contenido en sulfatos ha sido de alrededor de 1000-1500 mg/l clasificándose como Q_b (ataque medio). En general la agresividad por sulfatos es baja. Respecto a los valores de pH, ion magnesio y residuo seco se han detectado valores bajos y en el caso del CO₂ y el ion amonio han sido nulos. Aunque presenta una afección baja de agresividad al hormigón, a la hora de realizar una estructura en una obra se considera el ataque medio debido a que es el más desfavorable.

- Propiedades mecánicas

Resistencia

Para conocer la resistencia de los materiales de esta unidad se analizaron los ensayos SPT y MI realizados en el interior de los sondeos. Teniendo en cuenta el valor de estos golpes se ha obtenido un valor medio N_{SPT} que oscila entre 30 y rechazo, lo que significa que en general estos materiales presentan una consistencia muy firme a dura. A continuación, se muestra de manera gráfica la tendencia en profundidad (Fig. 3.20):

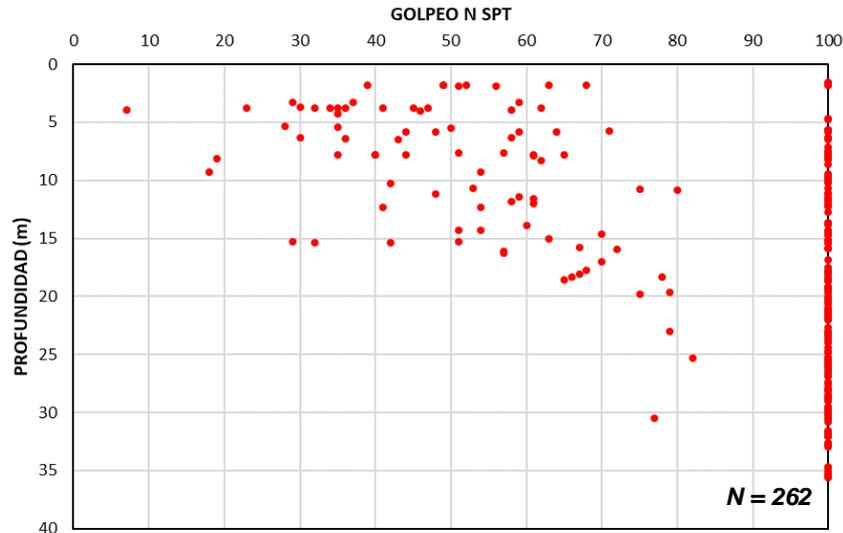


Figura 3.20 Golpeos N_{SPT} de la unidad T_c .

Como se puede ver en la gráfica, aumentan los golpes en profundidad. En la mayoría de los ensayos realizados se ha obtenido el rechazo. En 68 % de los ensayos (177 de los 262 ensayos) se ha obtenido el rechazo por lo que se considera un valor medio de rechazo para los materiales de esta unidad. Por otro lado, se observa como en los primeros metros el golpeo es más bajo debido a que se encuentran los suelos de alteración de esta unidad.

A partir del ensayo de penetración estándar SPT se puede estimar el valor de q_u de los materiales cohesivos (Fig. 3.21).

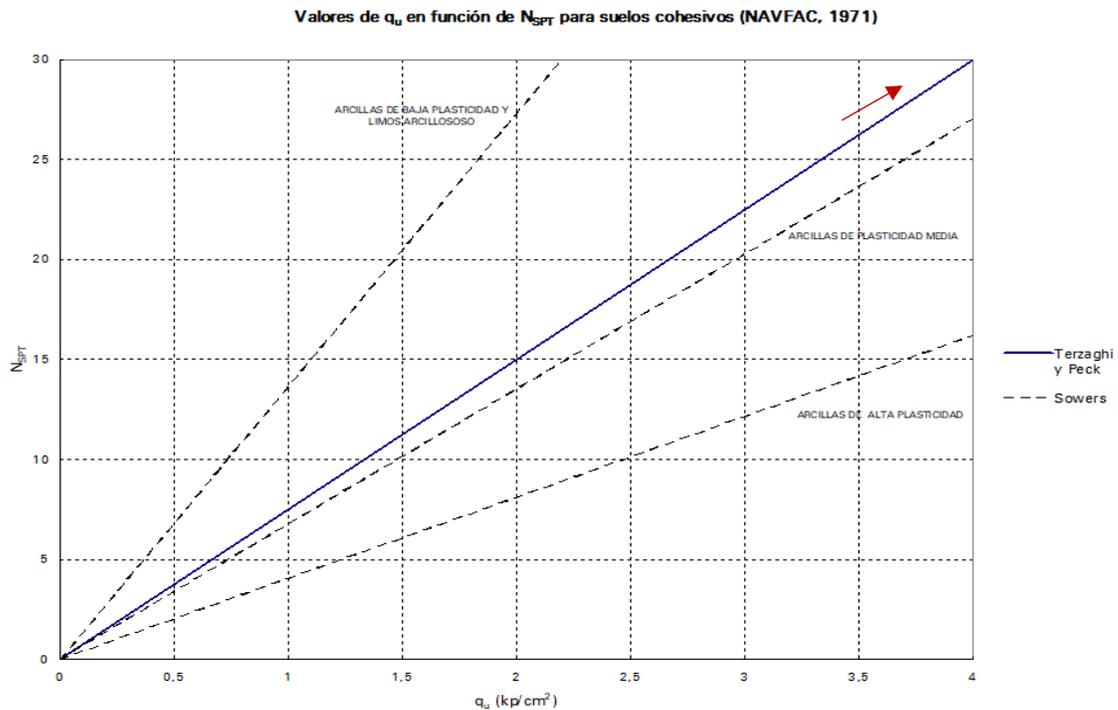


Figura 3.21 Resistencia a la compresión simple a partir del valor de N_{SPT} medio para la unidad T_c .

Por lo tanto, para un valor medio de golpeo N_{SPT} de rechazo se obtiene un valor de q_u superior a 4 kg/cm^2 .

Seguido de esto, haciendo referencia a los ensayos de DPSH se dispone de 7 ensayos en los que en algunos casos presenta un rechazo de 1,8 a 2,5 m de profundidad con valores de golpes elevados. Esto es debido a la dureza de estos materiales. Por otro lado, se observan ensayos que presentan rechazo a una profundidad de entre 9 y 10 m debido a que se encuentran los niveles de alteración de esta unidad en la parte superior (hasta 8-10 m de profundidad), presentando valores de golpeo menores que los niveles que no encuentran alterados. Estos resultados concuerdan con los obtenidos en los ensayos SPT.

Para la caracterización de la resistencia de estos materiales se dispone de 8 ensayos de compresión simple (Tabla 3.21):

| Compresión simple en suelos (q_u) | Resistencia (t/m^2) |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Máximo | 125 |
| Mínimo | 23 |
| Promedio | 66 |
| Muestras ensayadas | 8 |

Tabla 3.21 Valores q_u para la unidad T_C .

Como se puede apreciar, el valor medio obtenido concuerda con el obtenido a partir de la gráfica anterior en la que se obtiene un valor de q_u superior a 4 kg/cm^2 . A partir de los ensayos de laboratorio de compresión simple se ha obtenido un valor medio de 66 T/m^2 por lo tanto el valor de c_u es de 33 t/m^2 .

Por otro lado, se dispone ensayos de resistencia como cortes directos y triaxiales a corto plazo y a largo plazo. En este caso se han realizado 4 ensayos de resistencia al corte consolidado y sin drenaje (CU), 5 ensayos de resistencia al corte consolidados y drenados (CD), 4 ensayos de resistencia al corte sin consolidar y sin drenar (UU), así como 5 ensayos triaxiales consolidados sin drenaje (CU).

A continuación, se incluye la Tabla 3.22 con los valores medios obtenidos en los ensayos de corte no drenados (cortes directos y triaxiales del tipo UU y CU, estos últimos en tensiones totales):

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|---------------|------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Corte directo | CU | c (t/m ²) | 4 | 6,50 | 3,40 | 5,28 |
| | | Fricción (°) | 4 | 31,60 | 13,10 | 24 |
| Corte directo | UU | c (t/m ²) | 4 | 8,02 | 0,00 | 5,74 |
| | | Fricción (°) | 4 | 36,30 | 17,50 | 27 |
| Triaxial | CU | c (t/m ²) | 5 | 8,60 | 3,10 | 5,76 |
| | | Fricción (°) | 5 | 38,16 | 21,91 | 30 |

Tabla 3.22 Valores de resistencia al corte y triaxiales para la unidad T_c.

En la siguiente gráfica se representan los resultados obtenidos en estos ensayos (Fig. 3.22):

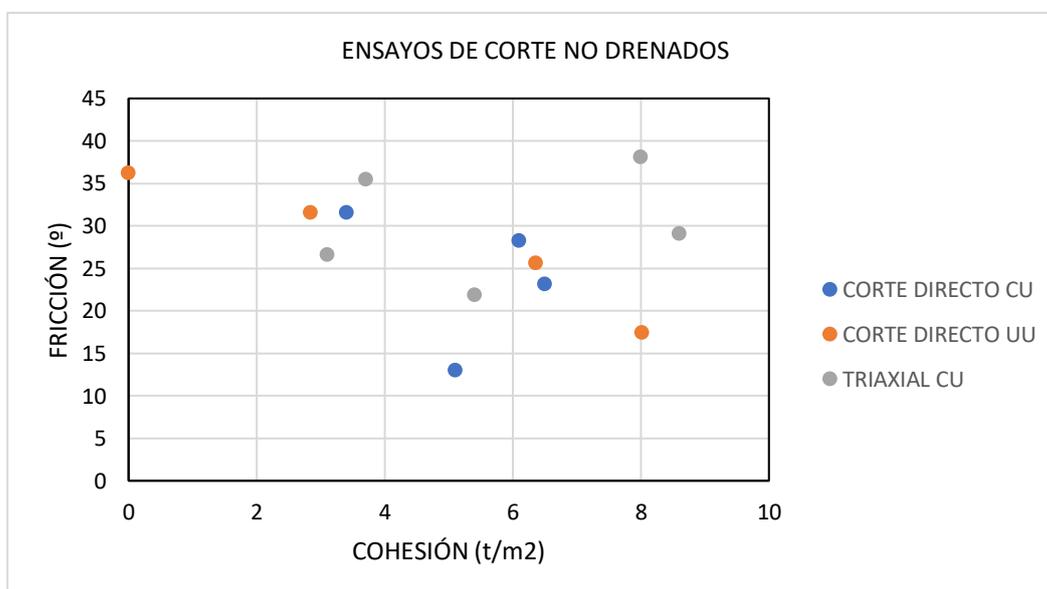


Figura 3.22 Análisis de ensayos de resistencia para la unidad T_c.

A la hora de analizar estos valores se observa como la cohesión es homogénea, presentando unos valores medios de entre 3,5 y 8,6 t/m² en los 13 ensayos (93 % de las muestras) y una fricción de entre 13,10 y 38,16 °.

Por lo tanto, a partir de los valores obtenidos de NAVFAC (1971), de los ensayos de laboratorio de resistencia a la compresión simple y de los ensayos de laboratorio de resistencia al corte y triaxiales se considera un valor de C_u de 12 t/m².

Respecto a la resistencia al corte en condiciones drenadas (a largo plazo), se dispone de 5 cortes directos consolidados y drenados (CD) que se muestran en la Tabla 3.23:

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|---------------|-------------------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Corte directo | CD | c (t/m ²) | 5 | 4,73 | 1,2 | 3,95 |
| | | Fricción (°) | 5 | 31,6 | 15,9 | 26 |
| Triaxial | CU (efectivas) | c (t/m ²) | 5 | 7,5 | 2,5 | 4,10 |
| | | Fricción (°) | 5 | 33,16 | 21,91 | 26 |

Tabla 3.23 Valores de resistencia al corte y triaxiales para la unidad TC.

En este caso, para obtener el promedio, no se han tenido en cuenta los valores demasiado bajos ya que no se consideran representativos.

Mediante la tabla 2.4.3 de la ROM 0.5-05 se propone valor de cohesión efectiva de 4 t/m² y una fricción de 26° coincidiendo con los valores medios de los ensayos de laboratorio para este tipo de materiales de consistencia dura.

Expansividad y colapso

La expansividad y el colapso se ha determinado mediante el análisis de ensayos de laboratorio y el uso de bibliografía. Para ello se han utilizado tanto muestras ensayadas en el laboratorio de sondeos como de calicatas (Tabla 3.24)

| Expansividad y colapso | Índice de colapso (%) | Hinchamiento libre (%) | Presión de hinchamiento (kPa) |
|------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|
| Máximo | 0,00 | 5,00 | 120 |
| Mínimo | 0,00 | 0,00 | 50 |
| Promedio | 0,00 | 1,35 | 83 |
| Muestras | 3 | 8 | 4 |

Tabla 3.24 Expansividad y colapso de la unidad T_C.

Como se observa, esta unidad presenta valores medios de presión de hinchamiento y de hinchamiento libre. Atendiendo al índice de colapso solo se cuenta con 3 muestras. En estas muestras se han obtenido valores nulos de colapso por lo tanto no se esperan problemas de colapsabilidad asociados a estos materiales.

Además de ensayos de laboratorio, en la Tabla 3.25, se analiza la expansividad a partir de la bibliografía:

| Grado | Expansividad | Finos (%) | Límite líquido | Presión de hinchamiento (kPa) | Hinchamiento libre (%) |
|-------|--------------|-----------|----------------|-------------------------------|------------------------|
| I | Baja | < 30 | < 35 | < 25 | < 1 |
| II | Baja a media | 30-60 | 35-50 | 25-125 | 1-4 |
| III | Media a alta | 60-95 | 50-65 | 125-300 | 4-10 |
| IV | Muy alta | > 95 | > 65 | > 300 | > 10 |

Tabla 3.25 Valores de expansividad para la unidad T_C.

Mediante el criterio utilizado, estos materiales presentan una expansividad de baja a media. Esto quiere decir que no se esperan problemas asociados con la expansividad en estos materiales.

Además del criterio anterior, para analizar el hinchamiento, la presión de hinchamiento y determinar la expansividad, se ha utilizado el criterio de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) y el de Carlos Oteo (1986) a partir de los valores de límite líquido y la humedad natural.

A continuación, se muestran las figuras (Fig. 3.23 y 3.24) siguiendo estos dos métodos en donde se representan las muestras de los ensayos disponibles:

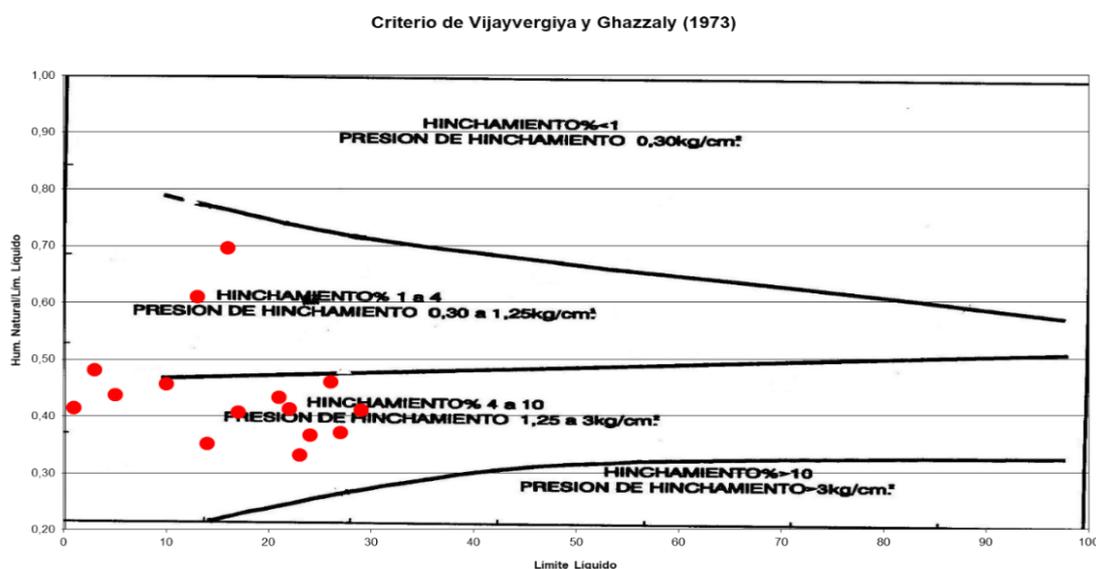


Figura 3.23 Valores de hinchamiento y presión de hinchamiento de la unidad T_C.

Como se puede observar, la mayoría de los materiales se sitúan en el campo de hinchamiento medio encontrándose solo 3 muestras en el campo de hinchamiento bajo. Estos rangos concuerdan con los expuestos anteriormente en la Tabla 3.25.

La presión de hinchamiento que se obtiene mediante el criterio de este autor es superior a la media obtenida en los ensayos de laboratorio, en los que se han obtenido una presión de hinchamiento que varía entre de 50 kPa y de 120 kPa.

Según el criterio de expansividad de Oteo se observa que la mayoría de las muestras se localizan en el campo de expansividad de nula a baja:

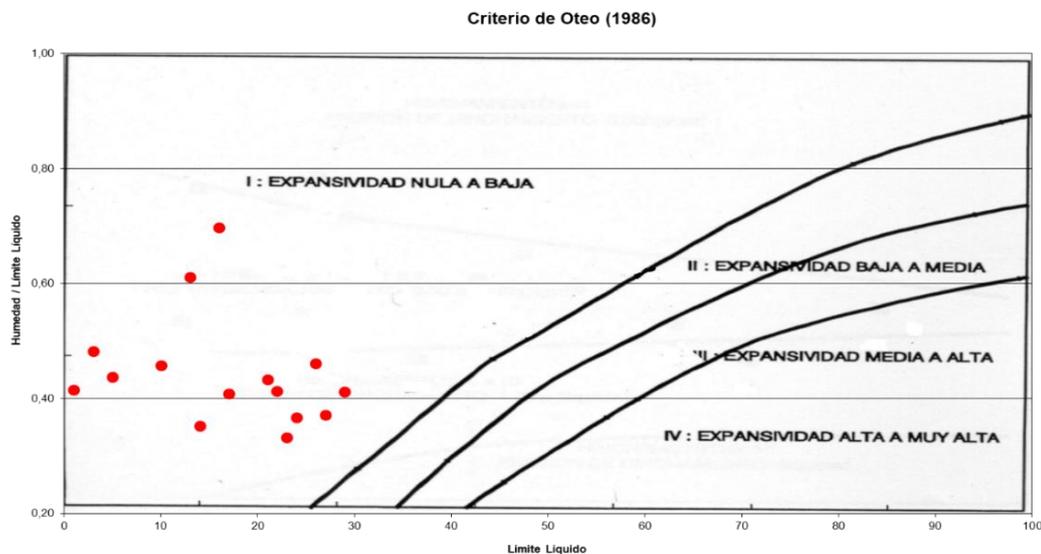


Figura 3.24 Valores de expansividad de la unidad T_c

En este caso la mayoría de las muestras ensayadas presentan valores de hinchamiento de bajo a medio y de expansividad nula a baja.

- Deformación

Para el estudio de la deformación se cuenta con 23 ensayos presiométricos realizados en los sondeos (Tabla 3.26):

| Sondeo | Profundidad (m) | Módulo de corte (kp/cm ²) | Módulo de def. EP (kp/cm ²) | Presión límite (kg/cm ²) | Presión de fluencia (bar) |
|--------|-----------------|---------------------------------------|---|--------------------------------------|---------------------------|
| S-1 | 4,60 | 50 | 1440 | 11,2 | 9,95 |
| S-1 | 18,00 | 530 | 1380 | 54 | 39,15 |
| S-2 | 10,50 | 330 | 870 | 26 | 5,03 |
| S-2 | 20,00 | 1380 | 3580 | 61 | 34,96 |
| S-2 | 30,00 | 1620 | 4200 | 83 | 41,97 |
| S-3 | 10,00 | 240 | 630 | > 41,19 | 24,72 |
| S-3 | 22,60 | 310 | 810 | 32 | 23,02 |
| S-3 | 29,80 | 290 | 750 | 47 | 33,6 |
| S-4 | 5,20 | 60 | 150 | 30,4 | - |
| S-5 | 15,00 | 250 | 640 | > 45,56 | 30 |
| S-5 | 25,00 | 510 | 1330 | > 45,56 | 30 |
| S-6 | 10,00 | 130 | 330 | 49 | - |
| S-6 | 19,80 | 190 | 490 | 49 | 38,53 |
| S-6 | 30,00 | 590 | 1540 | 42,1 | 23,14 |
| S-7 | 14,00 | 310 | 810 | 45 | 31,3 |
| S-7 | 24,90 | 160 | 410 | 47 | 13,5 |
| S-7 | 34,90 | 210 | 550 | 67 | 19,12 |

| Sondeo | Profundidad (m) | Módulo de corte (kp/cm ²) | Módulo de def. EP (kp/cm ²) | Presión límite (kg/cm ²) | Presión de fluencia (bar) |
|-----------------|-----------------|---------------------------------------|---|--------------------------------------|---------------------------|
| S-8 | 12,60 | 990 | 2580 | 24 | 4,7 |
| S-8 | 24,10 | 180 | 470 | 40 | 37,07 |
| S-8 | 32,00 | 300 | 780 | 65 | 43,96 |
| S-9 | 9,90 | 220 | 580 | 51 | 29,45 |
| S-9 | 20,00 | 690 | 1780 | 157 | - |
| S-9 | 29,90 | 800 | 2080 | 108 | 35,21 |
| Máximo | - | 1620 | 4200 | 157 | 43,96 |
| Mínimo | - | 50 | 150 | 11,2 | 4,7 |
| Promedio | - | 445 | 1212,5 | 53,37 | 27,38 |
| Muestras | 23 | | | | 20 |

Tabla 3.26 Resultados de los ensayos presiométricos de la unidad T_C.

A continuación, se analiza la variación de tanto la presión límite como el módulo de deformación de estos ensayos con la profundidad (Fig. 3.25):

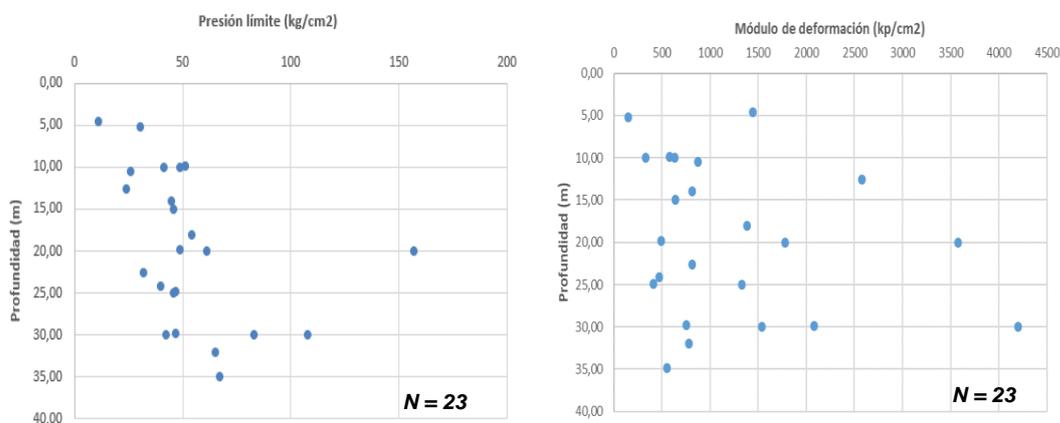


Figura 3.25 Variación de la presión límite y el módulo de deformación en función de la profundidad la unidad T_C.

Como se puede apreciar, tanto la presión límite como el módulo de deformación aumentan con la profundidad, lo que concuerda dado que los materiales en profundidad están menos alterados. Mediante estos ensayos se obtiene un valor del módulo de deformación presiométrico medio de 1212 kp/cm².

3.1.4. Formación Dueñas (T_D)

Para el estudio de esta unidad se ha recopilado diferentes ensayos tanto *in situ* como de laboratorio procedentes de sondeos y calicatas. En total se han tenido en cuenta 28 sondeos de entre 25-35 m de profundidad en los que se han analizado un total de 29 MI, 19 SPT y 47 TP. Por otro lado, también se han tenido en cuenta 2 calicatas en las que se han recogido 2 MA, 9 ensayos de penetración dinámica (DPSH) y 29 presiómetros.

Esta unidad geotécnica se corresponde con la más antigua de la zona y se caracteriza por la aparición en los primeros metros de intercalaciones de arcillas grises y margas de color blanquecino (en algunos niveles presentan fractura concoidea). A partir de aproximadamente 10-11 m de profundidad aparecen niveles de arcillas y arcillas margosas de color gris y gris-verdoso con presencia de yesos y margocalizas de color gris-rojizo de entre 0,30 y 0,50 cm de espesor a una profundidad de entre 15 y 16 m. Estos yesos, se presentan en forma de cristales de entre 1-4 cm de longitud, pasadas de entre 1-3 cm de espesor y en forma pulverulenta (Fig. 3.26).



Fig. 3.26 En la imagen de la izquierda se observan cristales de yeso de alrededor de 4 cm de longitud y yeso pulverulento. A la derecha se muestra cristales de pasadas de yeso con un diámetro igual al del sondeo y espesores de 1-3 cm.

Estos materiales afloran en la zona de estudio en la provincia de Palencia presentando espesores en los sondeos que oscilan entre los 35 -40 m.

A continuación, se analizan las diferentes propiedades de estos materiales en función de los resultados obtenidos:

- Identificación y estado

Para la clasificación de estos materiales se disponen 82 ensayos de granulometría y 91 límites de Atterberg de los cuales 5 se corresponden con muestras obtenidas de la realización de calicatas y el resto de los sondeos realizados. En la siguiente tabla se muestran los ensayos de laboratorio para la clasificación de esta unidad (Tabla 3.27):

| Granulometría | Gravas (%) | Arenas (%) | Finos (%) |
|---------------------------|------------|------------|-----------|
| Máximo | 12,8 | 20,0 | 100,0 |
| Mínimo | 0,0 | 0,0 | 77,4 |
| Promedio | 0,6 | 3,2 | 96,1 |
| Muestras ensayadas | 82 | | |

Tabla 3.27 Granulometría de la unidad T_D.

Los valores obtenidos de la realización de los Límites de Atterberg en los ensayos son los siguientes (Tabla 3.28):

| Límites de Atterberg | Límite Líquido | Índice de Plasticidad |
|---------------------------|----------------|-----------------------|
| Máximo | 100,8 | 74,2 |
| Mínimo | 27,0 | 12,0 |
| Promedio | 59,2 | 33,4 |
| Muestras ensayadas | 91 | |

Tabla 3.28 Límites de Atterberg de la unidad T_D.

Los materiales de esta unidad presentan un contenido en finos muy alto con una media del 96,14%, como se observa en la tabla de granulometría y en las gráficas que se muestran a continuación.

Los ensayos de granulometría (Fig. 3.27) y límites de Atterberg permiten clasificar los suelos según la clasificación SUCS (Fig. 3.28) tal y como se muestra en la siguiente figura:

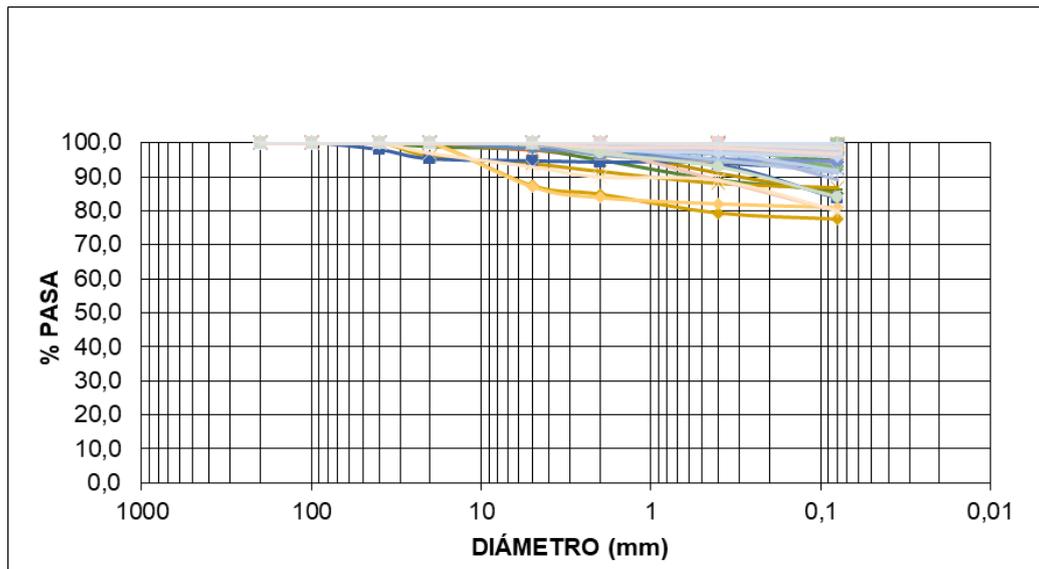


Figura 3.27 Granulometría de la unidad T_D.

En la gráfica se observa que los materiales son en su mayoría de granulometría fina, debido a su naturaleza arcillosa y margosa. Analizando en detalle los resultados de laboratorio, se observa la ausencia de muestras con granulometrías gruesas.

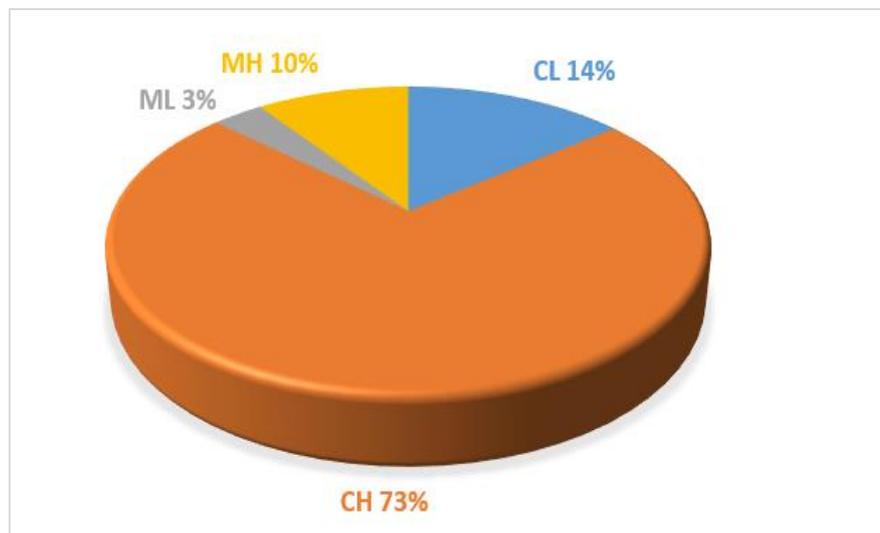


Figura 3.28 Porcentaje de clasificación de las muestras según la SUCS.

Con los ensayos analizados se ha observado que el 73 % de los materiales de esta unidad se clasifican como suelos CH, un 14 % como suelos CL, un 10 % como suelos MH y el restante 3 % como suelos ML. En cuanto al contenido de arenas, esta unidad presenta un porcentaje muy bajo y no se ha clasificado ninguna muestra como arena.

En la Figura 3.29 que se adjunta a continuación se puede observar la carta de plasticidad que presentan estos materiales:

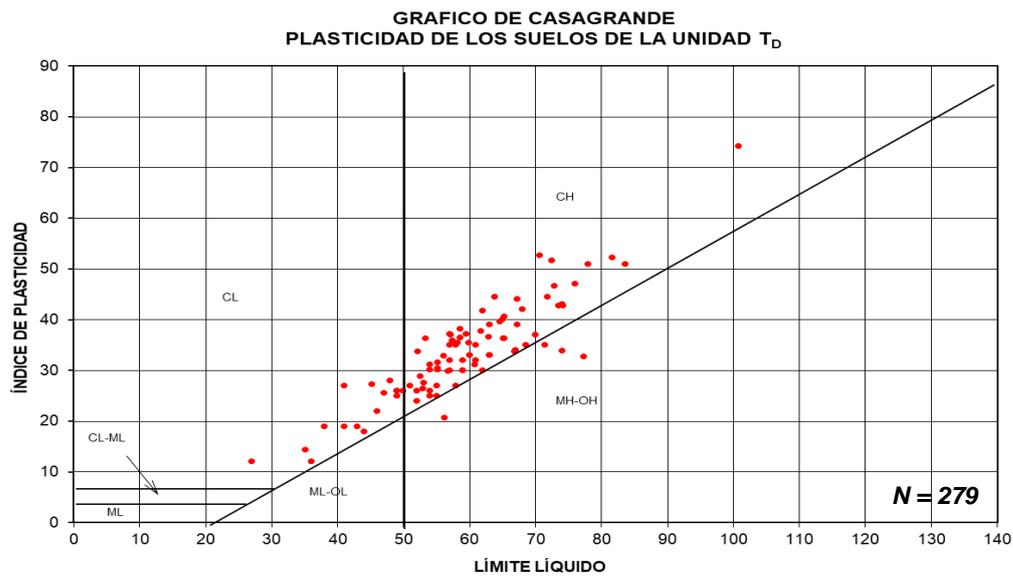


Figura 3.29 Clasificación de la plasticidad de los suelos mediante el criterio de Casagrande para la unidad T_D.

Como se aprecia, la mayor parte de las muestras se sitúan en el campo de las arcillas de alta plasticidad (CH). Dado que los materiales de esta unidad presentan una elevada plasticidad, se ha analizado su evolución en profundidad (Fig. 3.30):

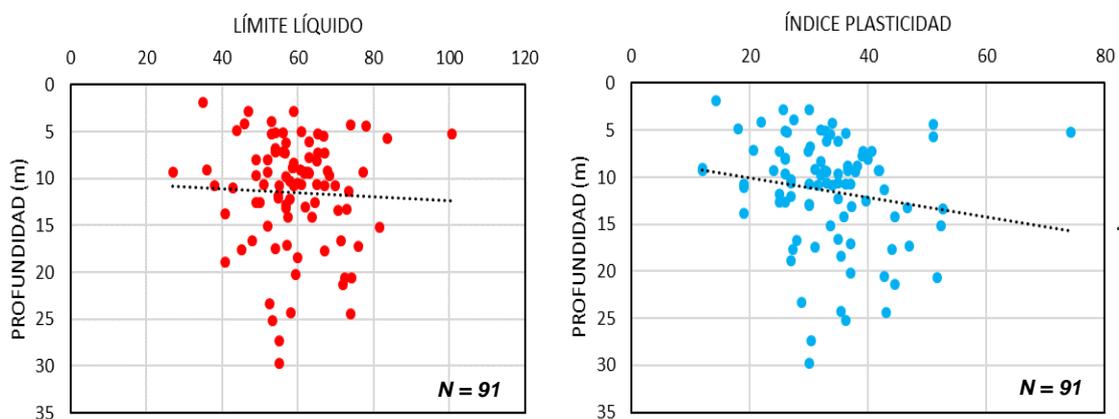


Figura 3.30 Análisis de la plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad) en profundidad.

Al analizar el límite líquido de los materiales no se aprecia un aumento con la profundidad, sin embargo, en el índice de plasticidad si se puede ver un pequeño con la profundidad.

- Propiedades físico-químicas

En este apartado se muestra el estado y las propiedades de los materiales que se han ensayado (Tabla 3.29):

| Propiedades | Humedad natural (%) | Densidad seca (g/cm ³) | Peso específico (kN/m ³) |
|-----------------|---------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| Máximo | 38,14 | 1,88 | 25,3 |
| Mínimo | 15,39 | 1,36 | 18,6 |
| Promedio | 25,58 | 1,62 | 21,5 |
| Muestras | 49 | 8 | 10 |

Tabla 3.29 Propiedades de la unidad T_D.

Al tratarse de materiales que pueden sufrir cambios de estado, se ha analizado la humedad y la densidad en profundidad con el objetivo de conocer si estas propiedades pueden influir en estos cambios. Para su interpretación se han representado los datos en 2 gráficas (Fig. 3.31) en las que se analiza la variación de la densidad y la humedad en profundidad:

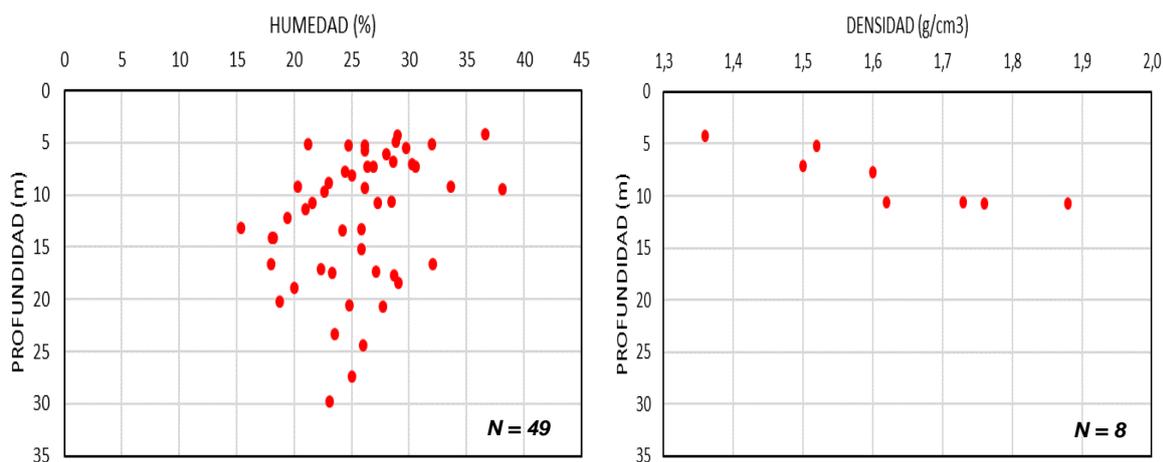


Figura 3.31 Relación de la humedad y densidad en profundidad.

Respecto a la humedad no se observa ninguna variación significativa ya que se mantiene con la profundidad. En la densidad aparente se observan densidades mayores a poca profundidad.

Quimismo

Para obtener información acerca de los contenidos químicos de esta unidad, se dispone de 19 ensayos de contenido en sulfatos, 6 ensayos de contenido en materia orgánica, 37 ensayos de contenido en carbonatos, 6 ensayos de contenido en sales solubles y 3 de contenido en yesos. A continuación, se adjunta una tabla ensayos de laboratorio realizados (Tabla 3.30):

| Químicos | Materia orgánica (%) | Carbonatos (%) | Sales solubles (%) | Sulfatos (%) | Yesos (%) |
|----------|----------------------|----------------|--------------------|--------------|-----------|
| Máximo | 0,15 | 89,44 | 2,75 | 2,10 | 0,42 |
| Mínimo | 0,00 | 17,20 | 0,10 | 0,00 | 0,00 |
| Promedio | 0,05 | 55,05 | 0,70 | 0,33 | 0,16 |
| Muestras | 6 | 37 | 6 | 19 | 3 |

Tabla 3.30 Contenido en químicos para la unidad T_D.

Como se puede observar en la tabla, los materiales presentan un contenido bajo en yesos. No obstante, no se consideran estos valores representativos debido a que se ha observado en las testificaciones una gran cantidad de yesos, tanto en forma de yeso cristalino como yeso pulverulento.

En lo referente al contenido en carbonatos, se aprecia que las muestras presentan altos contenidos, teniendo un valor medio en carbonatos superior al 55%. Esto es debido a la naturaleza carbonatada de algunos materiales de esta unidad.

Agresividad química

Para el estudio del nivel freático y el contenido químico del agua en esta unidad se dispone de diferentes mediciones y muestras de agua tomadas en los sondeos. En este caso el nivel freático se sitúa entre 7 y 14 m de profundidad al igual que en la formación T_C.

Atendiendo al análisis del contenido químico, se dispone de 6 ensayos de agresividad del agua al hormigón. En 2 de ellos se han obtenido valores de sulfatos de entre 2400 y 2850 mg/l clasificándose como Q_b (ataque medio). En los 4 ensayos restantes, el contenido en sulfatos ha sido superior a 3000 mg/l clasificándose como Q_c (ataque fuerte). Por lo tanto, esta unidad presenta una alta agresividad por sulfatos. Esto es debido al alto contenido en yesos como se ha observado en los sondeos (cristales que presentan un diámetro como el de la perforación del sondeo y un espesor de hasta 3 cm). Esta unidad presenta una afección fuerte de agresividad al hormigón por lo tanto es necesario tomar medidas de cara a la construcción de una estructura.

- Propiedades mecánicas

Resistencia

Para conocer la resistencia de los materiales de esta unidad se analizaron los ensayos SPT y MI realizados en el interior de los sondeos. Teniendo en cuenta el valor de estos golpes se ha obtenido un valor medio N_{SPT} de rechazo, lo que implica que estos materiales presentan una consistencia dura. A continuación, se muestra un análisis en profundidad (Fig. 3.32):

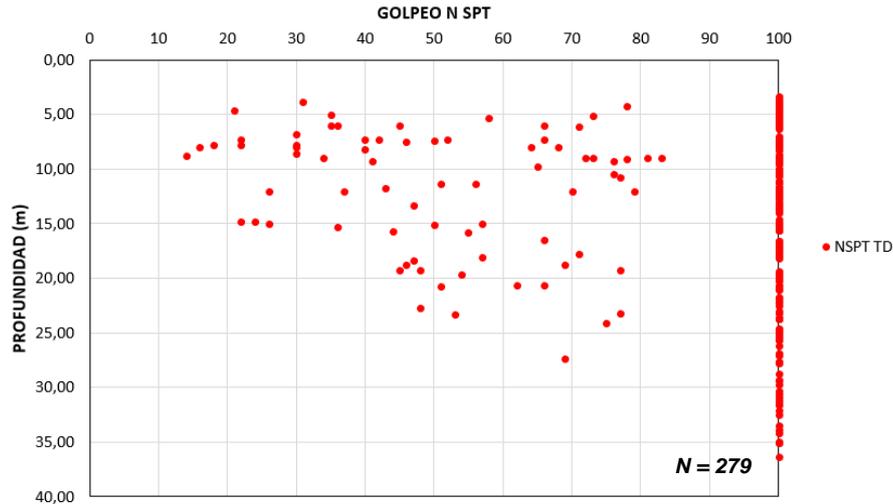


Figura 3.32 Golpeos N_{SPT} de la unidad T_D .

Como se puede ver en la gráfica, aumentan los golpes en profundidad. En la mayoría de los ensayos realizados se ha obtenido el rechazo (en 205 de los 279 ensayos) por lo que se considera un valor medio de rechazo para los materiales de esta unidad.

A partir del ensayo de penetración estándar SPT se puede estimar el valor de la resistencia a compresión simple de los materiales cohesivos (Fig. 3.33).

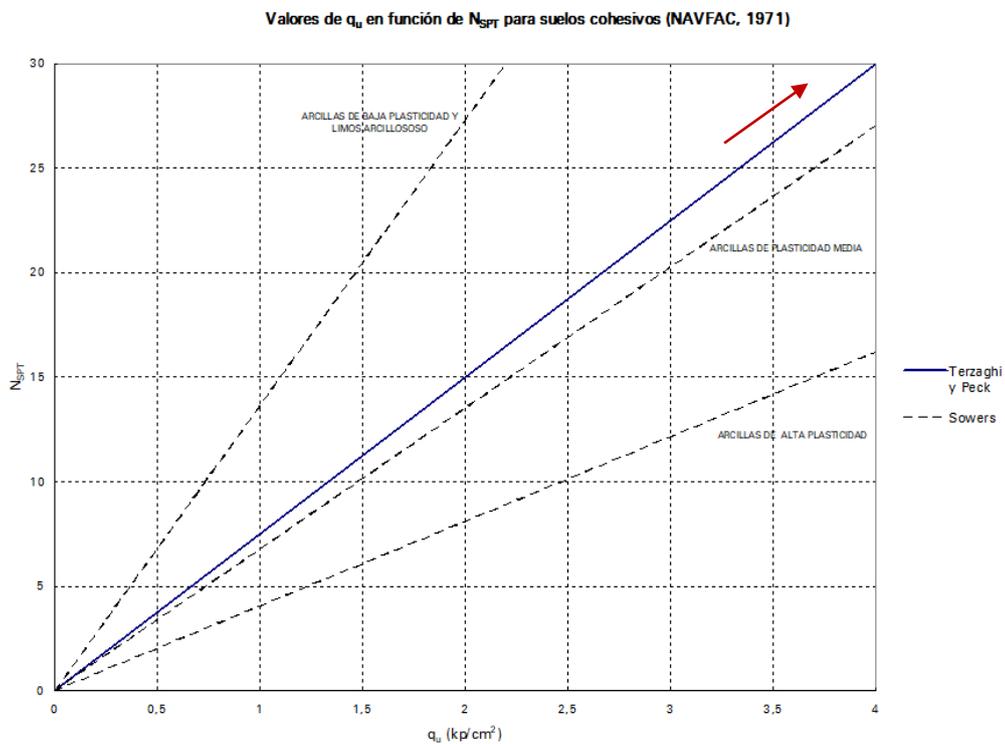


Figura 3.33 Resistencia a la compresión simple a partir del valor de N_{SPT} medio para la unidad T_D .

Por lo tanto, para un valor medio de golpeo N_{SPT} de rechazo se obtiene un valor de q_u superior a 4 kg/cm².

Seguido de esto, haciendo referencia a los ensayos de DPSH se dispone de 9 ensayos en los que presentan un rechazo de 1,5 a 2,0 m de profundidad con valores de golpeo elevados. Esto es debido a la dureza de estos materiales. Los valores de golpeo obtenidos mediante estos ensayos concuerdan con los valores elevados de la realización de los ensayos SPT.

Para la caracterización de la resistencia de estos materiales se dispone de 41 ensayos de compresión simple (Tabla 3.31):

| Compresión simple en suelos (q_u) | Resistencia (t/m^2) |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Máximo | 125 |
| Mínimo | 1 |
| Promedio | 80 |
| Muestras ensayadas | 41 |

Tabla 3.31 Valores de q_u para la unidad T_D .

Algunas de las muestras ensayadas han presentado valores de q_u muy bajos (en algunos de los casos próximos a 0), que no se han tenido en cuenta a la hora de obtener el valor medio debido a que no son representativos para unas arcillas de consistencia dura.

A partir de los ensayos de laboratorio de compresión simple se ha obtenido un promedio de $80 t/m^2$ por lo tanto el valor de c_u es de $40 t/m^2$.

Por otro lado, se han realizado ensayos de resistencia como cortes directos y triaxiales a corto plazo y a largo plazo. En este caso se han realizado 2 ensayos de resistencia al corte consolidados y sin drenaje (CU), 4 ensayos de resistencia al corte consolidados y drenados (CD), así como 3 ensayos triaxiales consolidados sin drenaje (CU), 9 ensayos triaxiales sin consolidar y sin drenar (UU) y 7 ensayos triaxiales consolidados drenados (CD).

A continuación, se incluye una tabla (Tabla 3.32) de los valores obtenidos en los ensayos de corte no drenados (cortes directos y triaxiales del tipo UU y CU):

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|---------------|------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Corte directo | CU | c (t/m^2) | 2 | 20,50 | 0,00 | 10,25 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 2 | 35 | 30 | 32 |
| Triaxial | UU | c (t/m^2) | 9 | 11,10 | 6,90 | 8,67 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 9 | 15 | 1 | 3 |
| Triaxial | CU | c (t/m^2) | 3 | 10,30 | 4,10 | 7,90 |
| | | Fricción ($^\circ$) | 3 | 33 | 17 | 24 |

Tabla 3.32 Valores de resistencia al corte y triaxiales en condiciones no drenadas para la unidad T_D .

A partir de los datos obtenidos se muestra la siguiente gráfica (Fig. 3.34):

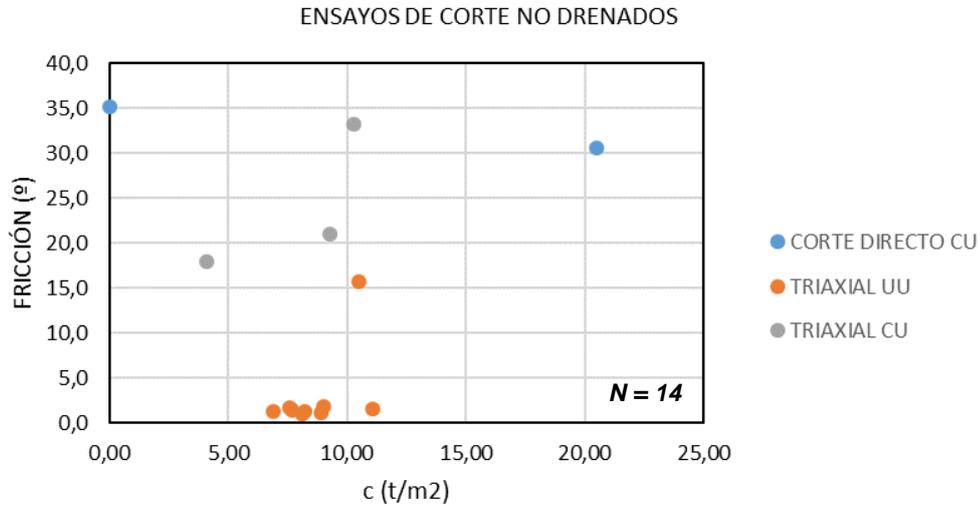


Figura 3.34 Análisis de ensayos de resistencia para la unidad T_D.

A partir de los diferentes tipos de ensayo realizados, aunque los valores sean heterogéneos, se ha obtenido un valor de cohesión medio de entre 7 y 11 t/m² en 11 de los 14 ensayos realizados. Los ensayos menos representativos han sido los cortes directos CU como se puede apreciar.

Con los diferentes métodos para calcular el valor de resistencia al corte sin drenaje (c_u), en los ensayos SPT y los de laboratorio de resistencia a compresión simple se han obtenido valores más altos de cohesión que en los ensayos de corte no drenados:

- N_{SPT}: compresión simple > 40; $c_u > 20$ t/m²
- q_u : 80; $c_u = 40$ t/m²
- Cortes directos y triaxiales: $c_u = 9$ t/m²

A partir de estos valores se considera un valor medio de 20 t/m² para las arcillas margosas que forman parte de esta unidad.

Respecto a los parámetros de resistencia al corte en condiciones drenadas (Tabla 3.33), para su determinación se dispone de 4 cortes directos consolidados y drenados (CD), 3 ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU) y 7 ensayos triaxiales consolidados y drenados (CD).

| Ensayo | Tipo | Parámetro | Muestras | Máximo | Mínimo | Media |
|----------------------|------|-----------------------|----------|--------|--------|-------|
| Corte directo | CD | c (t/m ²) | 4 | 7,20 | 2,40 | 5,93 |
| | | Fricción (°) | 4 | 42 | 17 | 28 |
| Triaxial (efectivas) | CU | c (t/m ²) | 3 | 8,70 | 4,10 | 6,70 |
| | | Fricción (°) | 3 | 32 | 22 | 25 |
| Triaxial | CD | c (t/m ²) | 7 | 7,80 | 3,40 | 5,79 |
| | | Fricción (°) | 7 | 41 | 1 | 28 |

Tabla 3.33 Valores de resistencia al corte y triaxiales en condiciones drenadas para la unidad T_D.

Para determinar los valores medios a largo plazo de estos materiales se han descartado aquellos que no se consideran representativos de los materiales, de forma que a estos materiales se les ha asignado un valor de cohesión efectiva de 6 t/m² y una fricción de 28°, que corresponden con los propuestos en la tabla 2.4.3 de la ROM 0.5-05.

Expansividad y colapso

La expansividad y el colapso se ha determinado mediante el análisis de ensayos de laboratorio y el uso de bibliografía. Se han utilizado tanto muestras ensayadas en el laboratorio de sondeos como de calicatas (Tabla 3.34)

| Expansividad y colapso | Índice de colapso (%) | Hinchamiento libre (%) | Presión de hinchamiento (kPa) |
|------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|
| Máximo | 0,00 | 4,90 | 171 |
| Mínimo | 0,00 | 0,24 | 21 |
| Promedio | 0,00 | 1,76 | 75 |
| Muestras | 3 | 8 | 4 |

Tabla 3.34 Expansividad y colapso de la unidad T_D.

Los materiales de esta unidad presentan valores medios en la presión de hinchamiento y valores elevados de hinchamiento libre. Atendiendo al índice de colapso se cuenta con 3 muestras con un valor medio de 0 siendo este nulo.

Además de ensayos de laboratorio, en la Tabla 3.35, se analiza la expansividad a partir de la bibliografía:

| Grado | Expansividad | Finos (%) | Límite líquido | Presión de hinchamiento (kPa) | Hinchamiento libre (%) |
|-------|--------------|-----------|----------------|-------------------------------|------------------------|
| I | Baja | < 30 | < 35 | < 25 | < 1 |
| II | Baja a media | 30-60 | 35-50 | 25-125 | 1-4 |
| III | Media a alta | 60-95 | 50-65 | 125-300 | 4-10 |
| IV | Muy alta | > 95 | > 65 | > 300 | > 10 |

Tabla 3.35 Valores de expansividad para la unidad T_D.

Mediante el criterio utilizado, estos materiales presentan una expansividad entre media y alta y muy alta (muy alta por contenido en finos).

Además del criterio anterior, se analiza el hinchamiento, la presión de hinchamiento y la expansividad mediante los criterios que se muestran en las Figuras 3.35 y 3.36 en donde se representan las muestras de los ensayos disponibles:

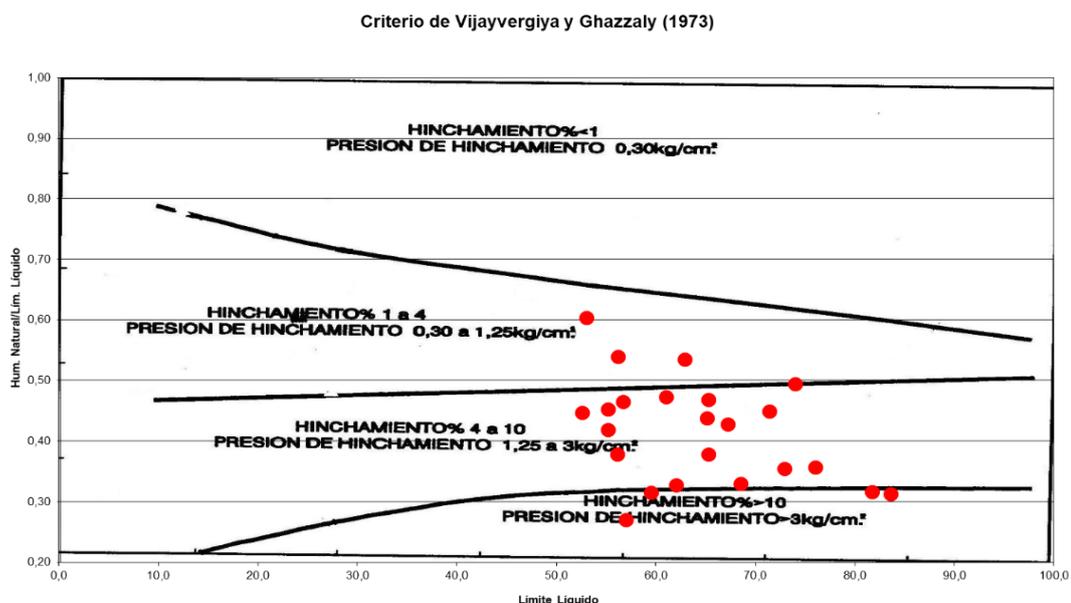


Figura 3.35 Valores de hinchamiento y presión de hinchamiento de la unidad T_D .

Como se puede observar, la mayoría de los materiales se sitúan en el campo de hinchamiento medio o alto, excepto 3 muestras que se sitúan en el campo de hinchamiento bajo. La presión de hinchamiento que se obtiene mediante el criterio de este autor es superior a la media obtenida en los ensayos de laboratorio, en los que se han obtenido una presión de hinchamiento que varía entre de 21 kPa y de 171 kPa.

Según el criterio de expansividad de Oteo en la figura 3.36 se observa lo siguiente:

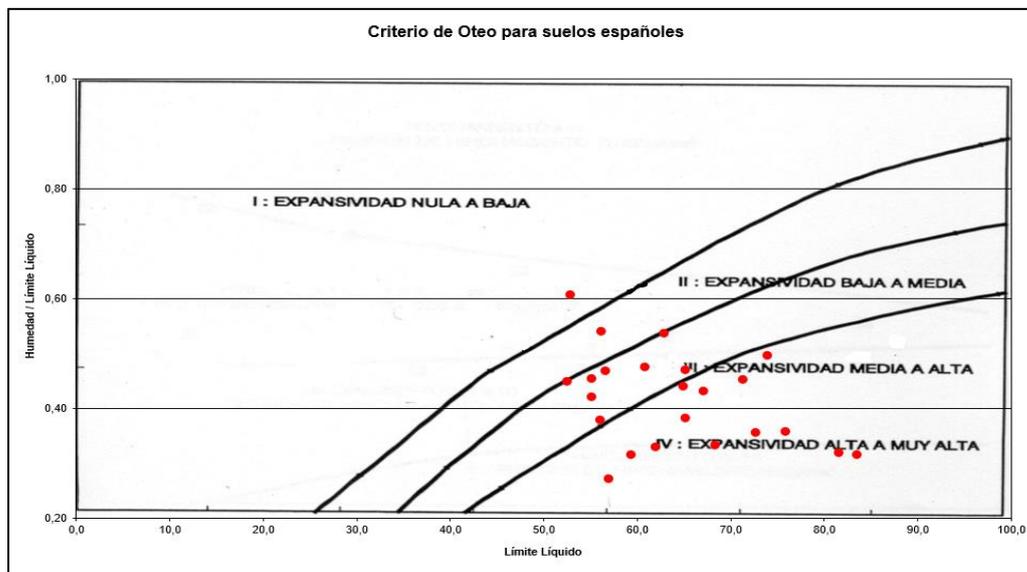


Figura 3.36 Valores de expansividad de la unidad T_D.

En este caso la mayoría de las muestras ensayadas se encuentra entre los campos de la expansividad media a alta y expansividad alta a muy alta, lo cual se corresponde con los valores de los ensayos de plasticidad disponibles (arcillas CH y limos MH). Como conclusión los materiales de la unidad TD presentan un potencial de hinchamiento alto.

- Deformación

Para el estudio de la deformación se cuenta con 29 ensayos presiométricos realizados en sondeos (Tabla 3.36).

| Sondeo | Profundidad (m) | Módulo de corte (kp/cm ²) | Módulo de def. EP (kp/cm ²) | Presión límite (kg/cm ²) | Presión de fluencia (bar) |
|--------|-----------------|---------------------------------------|---|--------------------------------------|---------------------------|
| S-10 | 4,60 | 292,2 | - | >51,97 | > 51,9 |
| S-10 | 4,60 | 415,5 | - | > 44,9 | > 44,9 |
| S-11 | 4,60 | - | - | > 21,01 | 23,06 |
| S-11 | 4,60 | - | - | > 13,1 | 12,15 |
| S-11 | 4,60 | - | - | > 43,69 | 33,7 |
| S-12 | 12,80 | 466,40 | - | 55,00 | 19,33 |
| S-12 | 24,20 | 534,40 | - | 150,00 | 48,31 |
| S-13 | 9,50 | 990 | 2570 | 98 | - |
| S-13 | 19,90 | 1900 | 4930 | 161 | 40,83 |
| S-13 | 29,70 | 600 | 1550 | 80 | 56,69 |
| S-14 | 5,70 | 110 | 280 | 34 | 22,91 |
| S-14 | 17,40 | 1110 | 2880 | 202 | - |
| S-14 | 28,00 | 680 | 1770 | 78 | 48,8 |
| S-15 | 10,10 | 1350 | 3510 | 143 | 53,35 |

| Sondeo | Profundidad (m) | Módulo de corte (kp/cm ²) | Módulo de def. EP (kp/cm ²) | Presión límite (kg/cm ²) | Presión de fluencia (bar) |
|-----------------|-----------------|---------------------------------------|---|--------------------------------------|---------------------------|
| S-15 | 20,70 | 860 | 2230 | 83 | 48,3 |
| S-15 | 29,35 | 670 | 1750 | 100 | 48,05 |
| S-16 | 12,00 | 600 | 1550 | 109 | 33,93 |
| S-16 | 21,30 | 660 | 1700 | 80 | 58,75 |
| S-16 | 31,00 | 470 | 1220 | 88 | 50,35 |
| S-17 | 10,00 | 400 | 1040 | 80 | 75,69 |
| S-18 | 10,00 | 560 | 1460 | 77 | 34,85 |
| S-18 | 20,50 | 1110 | 2900 | 127 | - |
| S-19 | 10,00 | 840 | 2170 | 141 | - |
| S-19 | 22,10 | 790 | 2070 | 52 | 42,2 |
| S-20 | 12,10 | 740 | 1930 | 91 | 53,5 |
| S-20 | 22,80 | 890 | 2330 | 102 | 72,5 |
| S-21 | 4,20 | 80 | 200 | 15 | 11,92 |
| S-21 | 15,20 | 630 | 1640 | 116 | - |
| S-22 | 30,00 | 350 | 920 | 60 | 26,6 |
| Máximo | - | 1900 | 4930 | 202 | 75,69 |
| Mínimo | - | 80 | 200 | 15 | 11,92 |
| Promedio | - | 667 | 1892,5 | 82,64 | 40,20 |
| Muestras | - | 24 | 20 | 27 | 22 |

Tabla 3.36 Resultados de los ensayos presiométricos de la unidad T_D.

En las siguientes gráficas se analiza la presión límite y el módulo de deformación con la profundidad (Fig. 3.37):

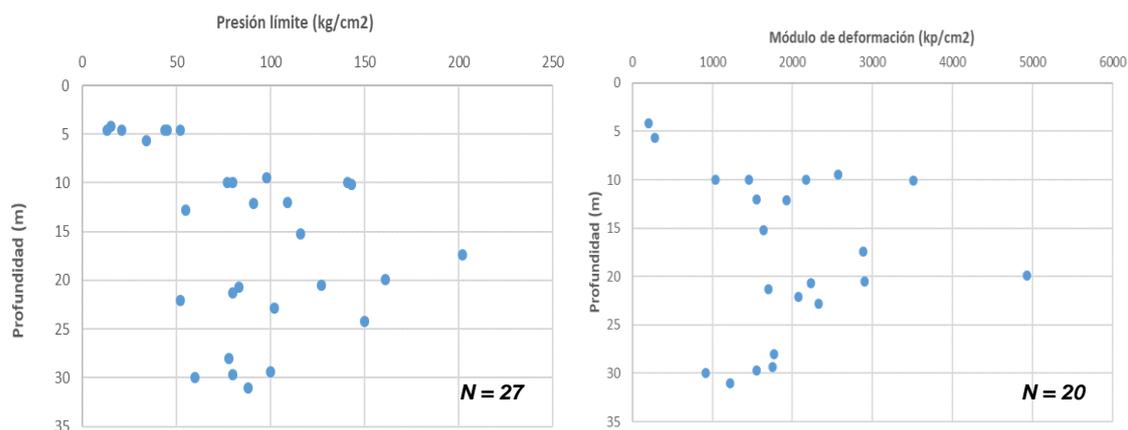


Figura 3.37 Variación de la presión límite y el módulo de deformación en función de la profundidad en la unidad T_D.

En la primera gráfica se observa que la presión límite es menor en superficie y aumenta en profundidad manteniéndose entre 50-200 kg/cm². En el caso del módulo de deformación se observa la misma tendencia. En profundidad los valores del módulo de deformación se mantienen entre 1000 y 4000 kp/cm².

Mediante estos ensayos se ha obtenido un valor del módulo de deformación medio de 1892,5 kp/cm² y una presión límite media de 82,64 kp/cm².

3.1.5. Síntesis

En este apartado, tras el análisis de las diferentes unidades geotécnicas, se recoge una tabla resumen con el promedio para cada uno de los diferentes parámetros geotécnicos (Tabla 3.37):

| PARÁMETROS | CUATERNARIO | | TERCIARIO | |
|---|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | Q _{LL} | Q _T | T _c | T _D |
| Gravas (%) | 0,90 | 33,20 | 1,45 | 0,62 |
| Arenas (%) | 16,90 | 39,50 | 10,57 | 3,24 |
| Finos (%) | 82,20 | 27,30 | 87,98 | 96,14 |
| Límite Líquido | 32,20 | 27,40 | 37,34 | 59,29 |
| Índice de plasticidad | 13,50 | 13,00 | 17,31 | 33,46 |
| Clasificación SUCS | CL | GM-SM | CL | CH |
| Humedad natural (%) | 15,42 | 9,61 | 16,22 | 25,58 |
| Densidad seca (g/cm ³) | 1,80 | 1,95 | 1,85 | 1,62 |
| Peso específico (kN/m ³) | 26,2 | 21,9 | 20,0 | 21,5 |
| Materia orgánica (%) | 0,39 | 0,30 | 0,34 | 0,05 |
| Carbonatos (%) | 13,99 | 14,24 | 8,15 | 55,05 |
| Sales solubles (%) | 2,30 | 0,34 | 0,42 | 0,70 |
| Sulfatos (%) | 0,27 | 0,01 | 0,07 | 0,33 |
| Yesos (%) | 2,06 | 0,00 | 0,27 | 0,16 |
| N _{SPT} | 13 | 15-20 | > 100 | > 100 |
| Resistencia a la compresión simple (t/m ²) | 25 | 11 | 66 | 80 |
| Ensayos de corte y triaxiales en condiciones drenadas: cohesión (t/m ²) | 2 | 1 | 4 | 6 |
| Ensayos de corte y triaxiales en condiciones drenadas: fricción (°) | 26 | 35 | 26 | 28 |
| Expansividad | Grado I-II | Grado I-II | Grado II | Grado III |
| Índice de colapso (%) | 0,41 | 0,07 | 0,00 | 0,00 |
| Hinchamiento libre (%) | 1,85 | 1,20 | 1,35 | 1,76 |
| Presión de hinchamiento (kp/cm ²) | 0,61 | 0,25 | 0,83 | 0,75 |
| M. deformación (kp/cm ²) | - | - | 1212,5 | 1892,5 |

Tabla 3.37 Tabla resumen de los parámetros de las unidades analizadas.

3.2. Estabilidad de taludes

En este apartado se lleva a cabo el cálculo de taludes en las unidades geotécnicas, que presentan diferentes geometrías y presencia o no del nivel freático. En este sentido no se ha investigado la unidad Q_{LL} debido a su escaso espesor en la zona.

Este estudio tiene como objetivo el conocimiento de la estabilidad de taludes a partir de la cohesiones y fricciones efectivas obtenidas (Tabla 3.38) en la caracterización para las unidades estudiadas que se muestra a continuación:

| | Q_T | T_c | T_D |
|-----------------------|-------|-------|-------|
| Cohesión (t/m^2) | 1 | 4 | 6 |
| Fricción ($^\circ$) | 35 | 26 | 28 |

Tabla 3.38 Tabla resumen de los parámetros geotécnicos utilizados para el estudio de estabilidad de taludes.

3.2.1. Depósitos fluviales

Terrazas aluviales (Q_T)

Para esta unidad geotécnica se han analizado 30 modelos sin presencia de agua y con presencia de nivel freático a 10 m de profundidad (Fig. 3.38).

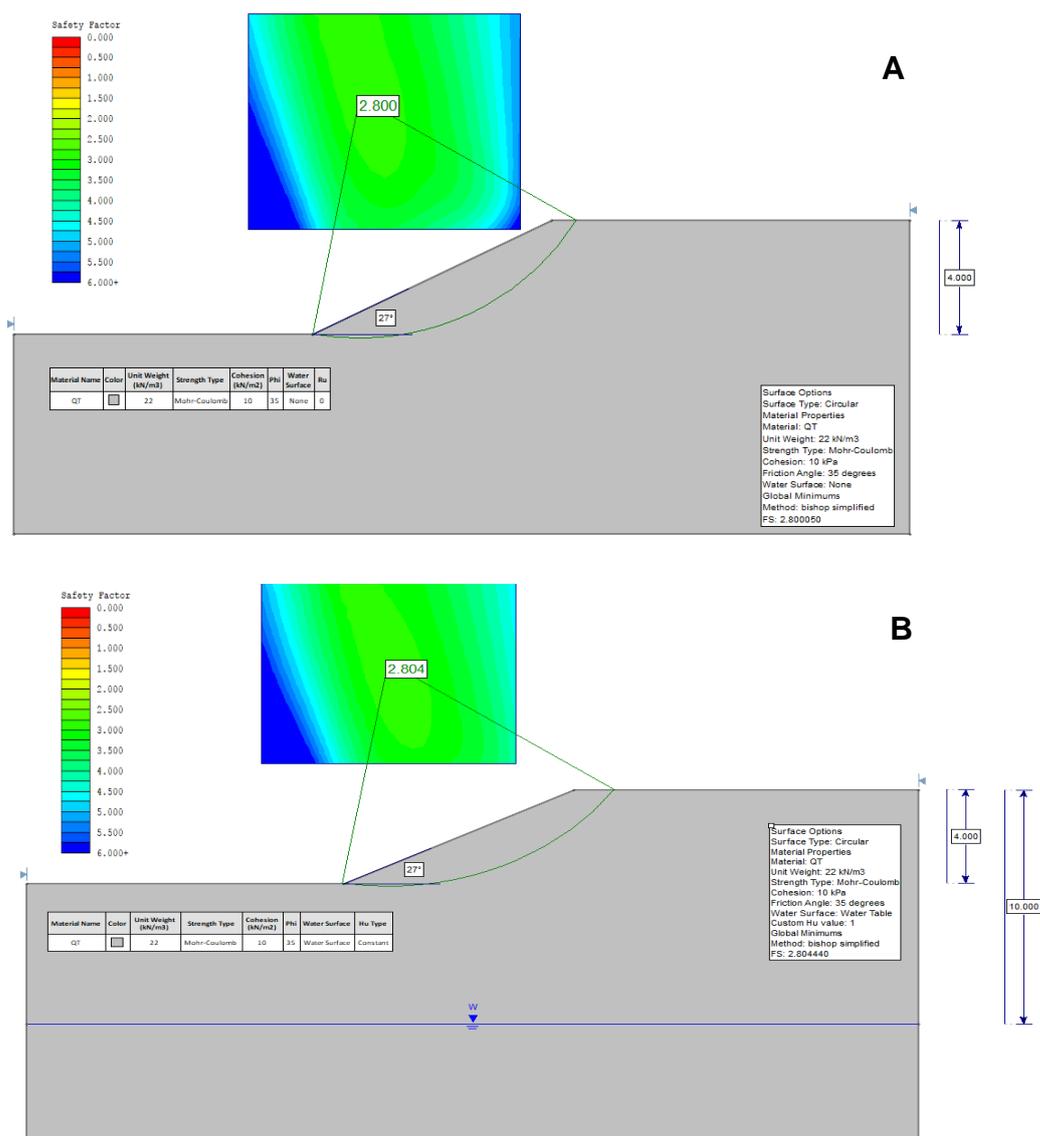


Figura 3.38 A) Talud de 4 m de altura e inclinación de 2H:1V (27°) en la unidad Q_T. B) Talud de 4 m de altura e inclinación de 2H:1V (27°) con presencia de nivel freático a 10 m de profundidad en la unidad Q_T.

En este caso solo se ha estudiado hasta una altura máxima de 12 m debido a que los espesores de estos materiales no suelen superar los 10 m a nivel regional. Para ello, se han empleado los valores medios de la caracterización geotécnica que presentan un peso específico medio de 22 kN/m³, una cohesión efectiva media de 10 kN/m² y una fricción efectiva media de 35°. Los modelos estudiados a partir del método simplificado de *Bishop* se incluyen en el Anexo I.

A continuación, se muestra una tabla con los factores de seguridad obtenidos de los cálculos realizados en los modelos sin presencia de agua (Tabla 3.39):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD QT SIN PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 2,80 | 2,35 | 1,90 | 1,57 | 1,40 |
| 8 | 2,26 | 1,84 | 1,43 | 1,15 | 1,00 |
| 12 | 2,04 | 1,65 | 1,25 | 0,99 | 0,86 |

Tabla 3.39 Factores de seguridad sin presencia de agua para la unidad Q_T .

En la siguiente tabla se muestran los factores de seguridad con presencia de nivel freático a 10 m de profundidad (Tabla 3.40):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD QT CON PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 2,80 | 2,35 | 1,90 | 1,57 | 1,40 |
| 8 | 2,26 | 1,84 | 1,43 | 1,15 | 1,00 |
| 12 | 1,88 | 1,57 | 1,22 | 0,96 | 0,85 |

Tabla 3.40 Factores de seguridad con presencia del nivel freático para la unidad Q_T .

Se han marcado en rojo los factores de seguridad inferiores a 1,5 con el objetivo de observar las inestabilidades en función del tipo de material y la geometría.

Como se puede observar los factores de seguridad en los dos casos presentan hasta 8 m las mismas inestabilidades aumentando ligeramente en taludes de 12 m. Esto es debido a que, al encontrarse el nivel freático a 10 m, los taludes que no superan esta cota no se ven afectados por el agua y presentan los mismos valores que en ausencia de agua.

A partir de los resultados obtenidos se realizan 2 gráficas (Figs. 3.39 y 3.40) con el objetivo de analizar el factor de seguridad en relación con la altura y con la inclinación del talud considerando tanto la presencia o no del nivel freático:

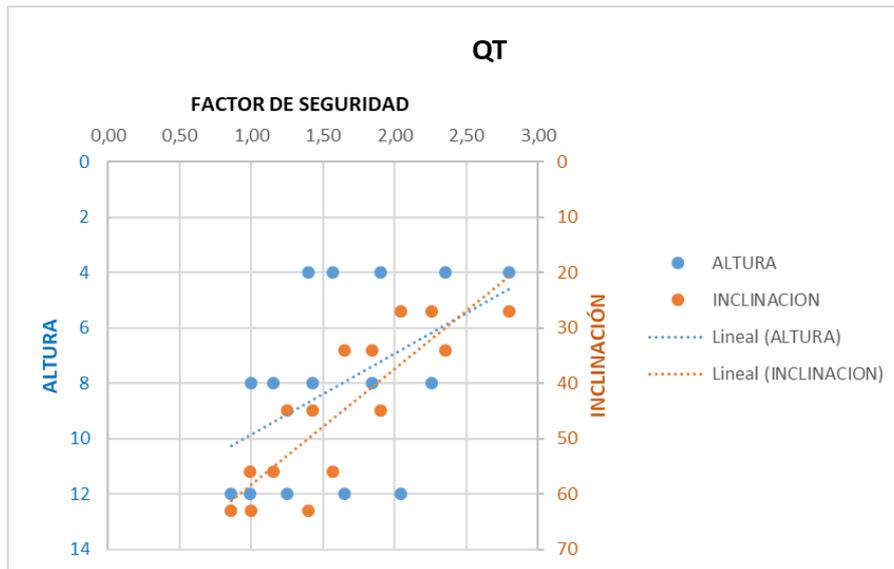


Figura 3.39 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en ausencia de nivel freático para la unidad Q_T .

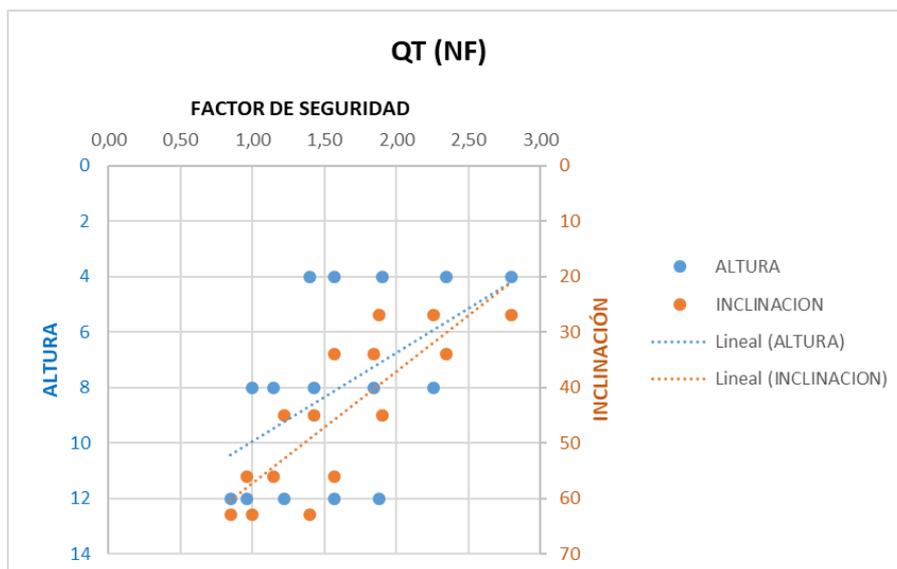


Figura 3.40 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en presencia de nivel freático para la unidad Q_T .

En la Figura 3.39 se observa como el factor de seguridad es mayor a 1,5 para taludes con alturas de 4 a 12 m e inclinaciones hasta 3H:2V (34°). También presentan estabilidad los taludes de 4 m de altura hasta una inclinación de 2H:3V (56°). Además, se observa como a partir de 8 m de altura y una inclinación de 1H:1V (45°) los taludes se presentan inestables debido a que su factor de seguridad es inferior a 1,5.

En la Figura 3.40 a pesar de que el nivel freático disminuye el factor de seguridad, la presencia de este en los primeros modelos con alturas de 4-8 m no se aprecia debido a que se localiza por debajo de la excavación de los materiales, por lo tanto, es nula su afección. En los modelos a partir de 12 m de altura, sí se observa la disminución del factor de seguridad debido a que el nivel freático afecta a la excavación de los materiales haciéndolos más inestables.

3.2.2. Materiales terciarios

Formación Tierra de campos (T_c)

Para conocer la estabilidad de esta unidad se han analizado 50 modelos con y sin presencia de nivel freático. Estos modelos se han proyectado con diferentes alturas de entre 4 y 20 m y pendientes de 2H:1V (27°) a 1H:2V (63°).

Para ello, se han empleado los valores medios de la caracterización geotécnica que presentan un peso específico medio de 20 kN/m³, una cohesión efectiva media de 40 kN/m² y una fricción efectiva media de 26°.

Los modelos estudiados a partir del método simplificado de *Bishop* se incluyen en el Anexo II. A continuación, se muestra una tabla con los factores de seguridad obtenidos de la proyección de los modelos sin presencia de agua (Tabla 3.41):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD TC SIN PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 5,06 | 4,70 | 4,06 | 3,54 | 3,26 |
| 8 | 3,30 | 2,90 | 2,46 | 2,14 | 1,91 |
| 12 | 2,67 | 2,31 | 1,93 | 1,63 | 1,47 |
| 16 | 2,33 | 2,00 | 1,64 | 1,38 | 1,24 |
| 20 | 2,13 | 1,81 | 1,46 | 1,22 | 1,09 |

Tabla 3.41 Factores de seguridad sin presencia de agua para la unidad T_c .

En la siguiente tabla se muestran los factores de seguridad con presencia de nivel freático a 10 m de profundidad (Tabla 3.42):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD TC CON PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 5,06 | 4,7 | 4,06 | 3,54 | 3,26 |
| 8 | 3,3 | 2,9 | 2,46 | 2,14 | 1,91 |
| 12 | 2,42 | 2,18 | 1,86 | 1,60 | 1,44 |
| 16 | 1,95 | 1,73 | 1,47 | 1,24 | 1,12 |
| 20 | 1,66 | 1,47 | 1,23 | 1,01 | 0,90 |

Tabla 3.42 Factores de seguridad con presencia del nivel freático para la unidad T_c .

Se han marcado en rojo los factores de seguridad inferiores a 1,5 con el objetivo de observar las inestabilidades en función del tipo de material y la geometría.

A partir de los resultados obtenidos se realizan 2 gráficas (Figs. 3.41 y 3.42) con el objetivo de analizar el factor de seguridad en relación con la altura y con la inclinación del talud considerando tanto la presencia o no del nivel freático:

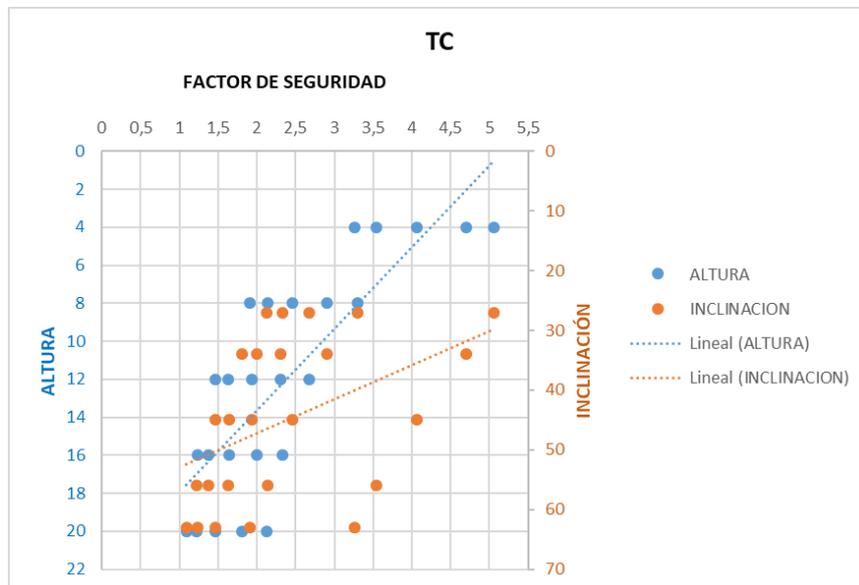


Figura 3.41 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en ausencia de nivel freático para la unidad T_C .

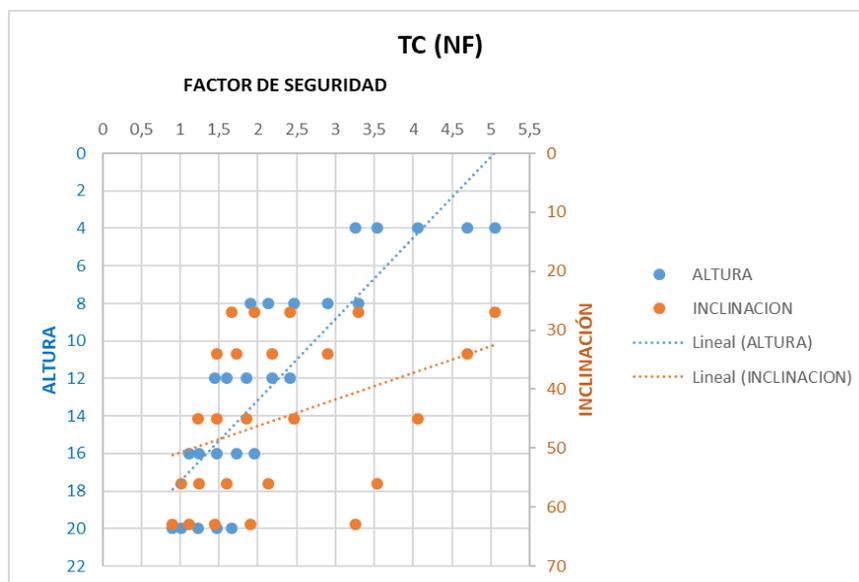


Figura 3.42 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en presencia de nivel freático para la unidad T_C .

En la Figura 3.41 se observa como estos materiales son estables hasta 8 m de altura, con independencia de la inclinación del talud.

Los taludes de 8 a 16 m y con una inclinación de hasta 1H:1V (45°) son estables presentando un factor de seguridad superior a 1,5 (los taludes de 12 m y una inclinación de 2H:3V (56°) también son estables). Para una altura de 20 m los taludes presentan estabilidades hasta una inclinación de 3H:2V (34°).

En la Figura 3.42 se aprecia como el nivel freático reduce el factor de seguridad ya que, al situarse a 10 m, las excavaciones por debajo de esta cota se ven afectadas y el factor de seguridad es menor, de esta manera y a modo de ejemplo, el talud con una altura de 20 m que presentan una inclinación de 3H:2V (34°) es estable sin presencia de agua (FS = 1,81) y deja de serlo con esta misma geometría en presencia del nivel freático (FS = 1,47).

Formación Dueñas (T_D)

Para conocer la estabilidad de esta unidad se han analizado 50 modelos con y sin presencia de nivel freático. Estos modelos se han proyectado con diferentes alturas de entre 4 y 20 m y pendientes de 2H:1V (27°) a 1H:2V (63°).

Para ello, se han empleado los valores medios de la caracterización geotécnica que presentan un peso específico medio de 21,5 kN/m³, una cohesión efectiva media de 60 kN/m² y una fricción efectiva media de 28° obtenidos del análisis de los ensayos de laboratorio. Los modelos estudiados a partir del método simplificado de *Bishop* se incluyen en el Anexo III.

A continuación, se muestra una tabla con los factores de seguridad obtenidos de la proyección de los modelos sin presencia de agua (Tabla 3.43):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD T_D SIN PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 6,56 | 6,03 | 5,41 | 4,68 | 4,3 |
| 8 | 4,16 | 3,73 | 3,18 | 2,76 | 2,5 |
| 12 | 3,3 | 2,88 | 2,43 | 2,07 | 1,87 |
| 16 | 2,85 | 2,47 | 2,04 | 1,73 | 1,53 |
| 20 | 2,57 | 2,2 | 1,8 | 1,52 | 1,36 |

Tabla 3.43 Factores de seguridad sin presencia de agua para la unidad T_D .

En la siguiente tabla se muestran los factores de seguridad con presencia de nivel freático a 10 m de profundidad (Tabla 3.44):

| CÁLCULOS EN LA UNIDAD TD CON PRESENCIA DE AGUA | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Altura (m) | 2H:1V (27°) | 3H:2V (34°) | 1H:1V (45°) | 2H:3V (56°) | 1H:2V (63°) |
| 4 | 6,56 | 6,03 | 5,41 | 4,68 | 4,3 |
| 8 | 4,16 | 3,73 | 3,18 | 2,76 | 2,5 |
| 12 | 3,01 | 2,75 | 2,37 | 2,03 | 1,83 |
| 16 | 2,45 | 2,23 | 1,88 | 1,63 | 1,42 |
| 20 | 2,1 | 1,87 | 1,57 | 1,39 | 1,16 |

Tabla 3.44 Factores de seguridad con presencia del nivel freático para la unidad T_D .

Se han marcado en rojo los factores de seguridad inferiores a 1,5 con el objetivo de observar las inestabilidades en función del tipo de material y la geometría.

A partir de los resultados obtenidos se realizan 2 gráficas (Figs. 3.43 y 3.44) con el objetivo de analizar el factor de seguridad en relación con la altura y con la inclinación del talud considerando tanto la presencia o no del nivel freático:

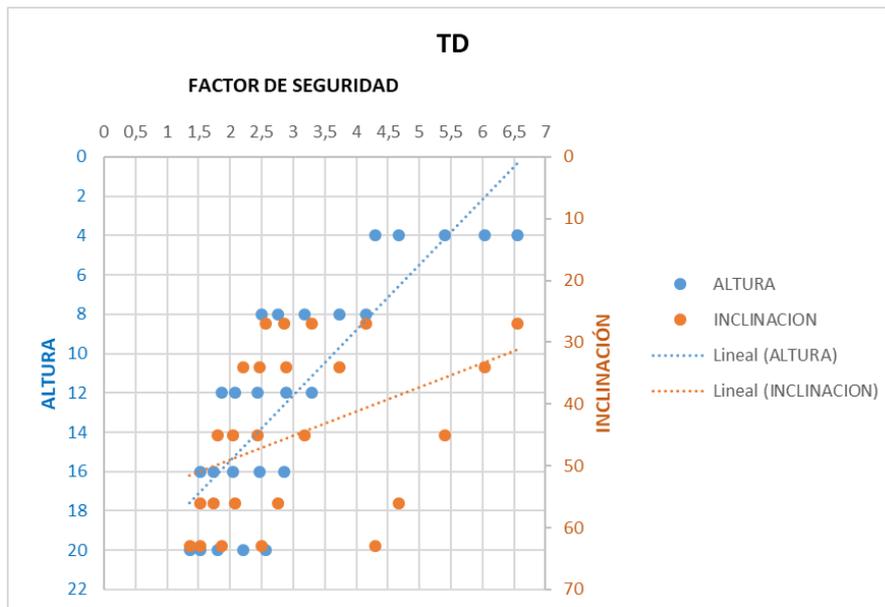


Figura 3.43 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en ausencia de nivel freático para la unidad T_D .

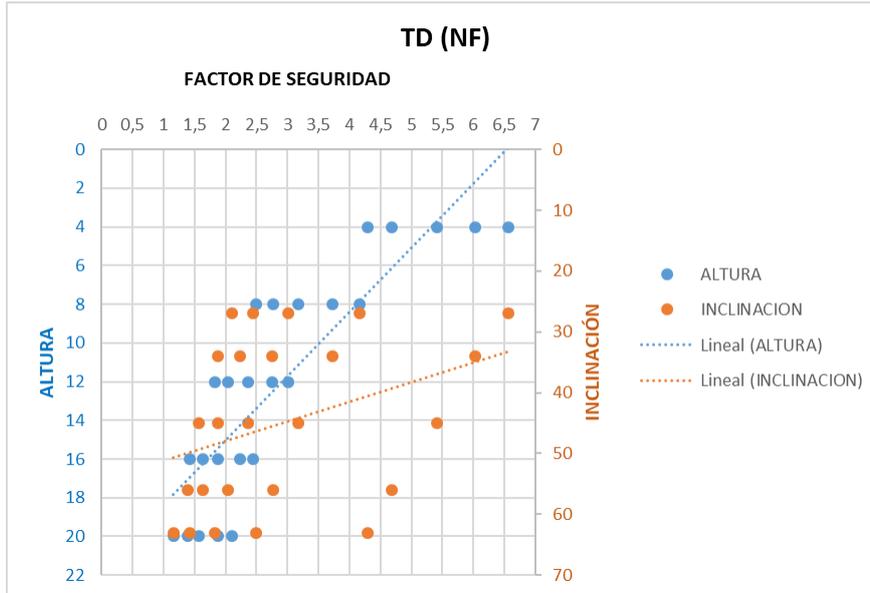


Figura 3.44 Análisis del factor de seguridad en relación con la altura y la inclinación en ausencia de nivel freático para la unidad T_D .

En la Figura 3.43 se observa como los materiales de esta unidad son bastante estables. Los taludes estudiados en ausencia de nivel freático presentan inestabilidades únicamente a partir de 20 m de altura e inclinaciones de 1H:2V (63°).

En la Figura 3.44 se aprecia como el nivel freático reduce el factor de seguridad ya que, al situarse a 10 m, las excavaciones por debajo de esta cota se ven afectadas y el factor de seguridad es menor. En este caso presentarían inestabilidades únicamente a partir de 20 m e inclinaciones de 2H:3V (56°), de 16 m de altura e inclinaciones de 1H:2V (63°) y de 20 m de altura e inclinaciones de 2H:3V (56°).

De esta manera y a modo de ejemplo, el talud con una altura de 20 m que presentan una inclinación de 1H:1V (45°) es estable sin presencia de agua (FS = 1,80) y aunque sigue siéndolo disminuye el factor de seguridad con esta misma geometría en presencia del nivel freático (FS = 1,57).

Las unidades T_C y T_D son similares geológica y geotécnicamente como se ha podido ver en los resultados de la caracterización geotécnica. Al realizar los cálculos de los modelos en estas dos unidades se ha podido observar cómo influye que la unidad T_D presente una cohesión efectiva mayor que la unidad T_C (la fricción es parecida). Esto se ha visto reflejado en los factores de seguridad obtenidos de los cálculos de los modelos.

A continuación, se muestran a modo de ejemplo taludes de las dos unidades geotécnicas (T_C y T_D) con presencia del nivel freático (Fig. 3.45):

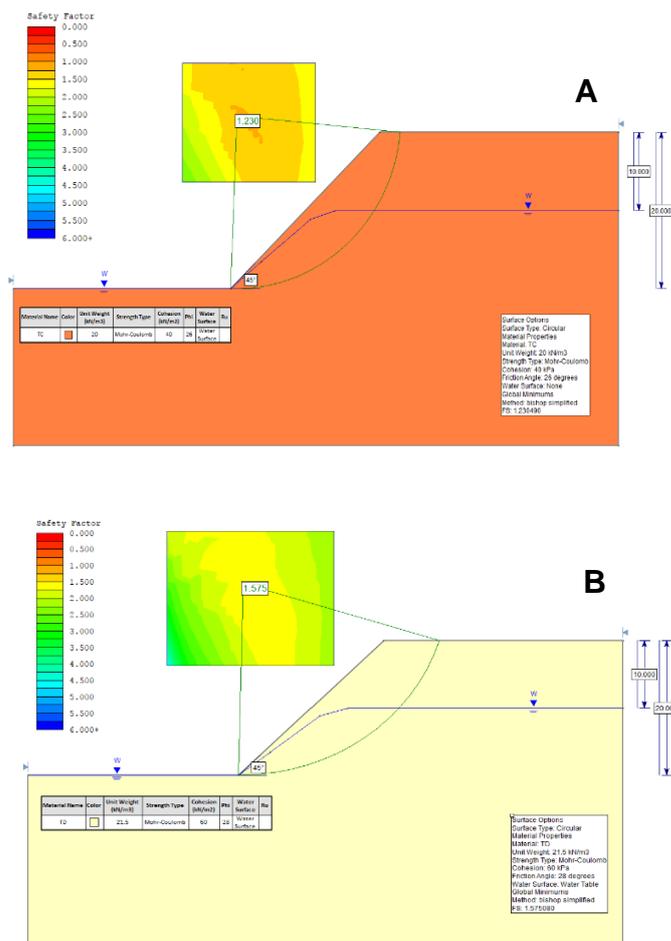


Figura 3.45 A) Talud de 20 m de altura e inclinación de 1H:1V (45°) con presencia de nivel freático en la unidad T_C. B) Talud de 20 m de altura e inclinación de 1H:1V (45°) con presencia de nivel freático en la unidad T_D.

Como se puede observar en la figura anterior, para las mismas condiciones el talud en materiales de la unidad T_C se presenta inestable con un FS=1,23 siendo más bajo que para la unidad T_D que presentan un FS= 1,57 siendo el talud estable.

En general, aunque los materiales son buenos para la realización de taludes y presentan características similares, se ha observado como a la hora de realizar los cálculos para los taludes uno de los materiales como es la unidad T_D se ha presentado mucho más estable que la unidad T_C.

Por otro lado, a nivel de estabilidad global de los taludes, en la zona de campo se han observado patologías (Fig. 3.46) como cárcavas, regueros, erosiones superficiales y en algún caso roturas circulares. Estas patologías se han identificado en general en taludes con inclinaciones superiores a 1H:1V (45°).

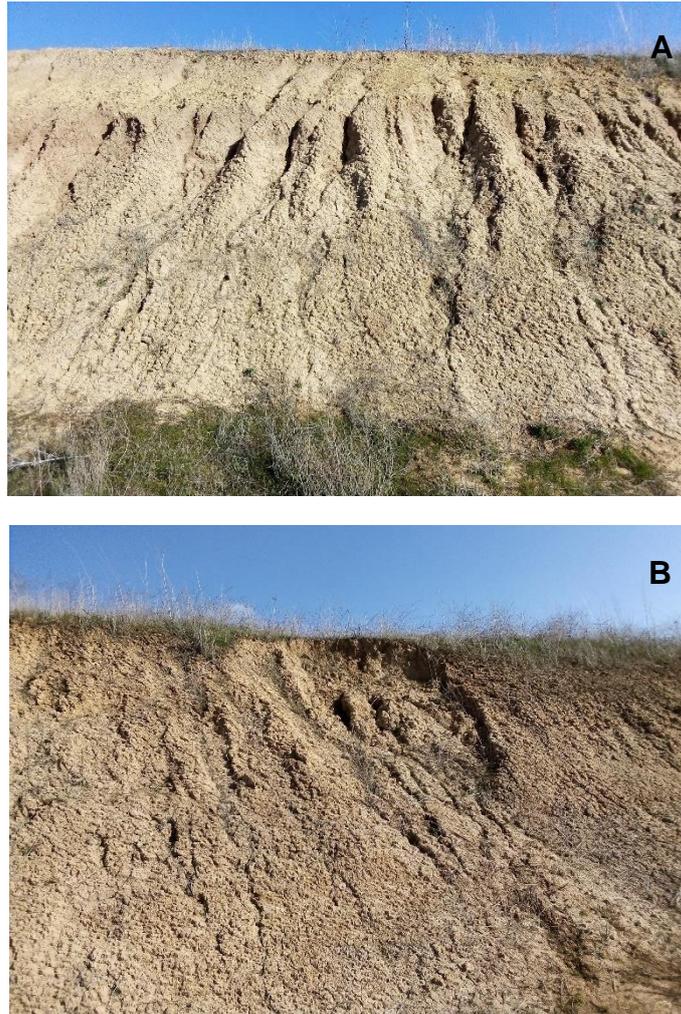


Figura 3.46 A) Talud de 6 m de altura e inclinación de 1H:1V (45°) en la unidad T_c que presenta regueros y erosión superficial. B) Talud de 6 m de altura e inclinación de 1H:1V (45°) en la unidad T_c que presenta una pequeña rotura circular, regueros y erosión superficial.

IV. CONCLUSIONES

A partir de la caracterización geotécnica y los cálculos de estabilidad para obtener el factor de seguridad de los diferentes taludes, se han identificado cuatro unidades geológico-geotécnicas: Suelos aluviales de llanura de inundación (Q_{LL}), Terrazas aluviales (Q_T), la Formación Tierra de Campos (T_C) y la Formación Dueñas (T_D).

La unidad Q_{LL} se caracteriza por la presencia de materiales cohesivos de baja plasticidad y consistencia media, los cuales no presentan cambios en profundidad. Tras el análisis de la expansividad y el colapso en estos materiales, se ha observado como presentan un grado de expansividad I-II con valores de presión de hinchamiento de bajos a medios y un valor de colapso bajo. Esto quiere decir que no se asocian problemas geotécnicos a esta unidad.

La unidad Q_T presenta en su mayoría una composición de materiales granulares de compacidad medianamente densa. Al igual que la unidad anterior, no se esperan problemas geotécnicos asociados a la expansividad y colapso de los materiales. Esto es debido a que presenta un grado de expansividad I-II y un valor de colapso casi nulo.

La unidad T_C está formada por materiales cohesivos de baja plasticidad y consistencia de muy firme a dura. Presenta valores de resistencia mayores que las unidades anteriores, expansividad de grado II y valores de colapso nulos, por lo tanto, al igual que en las anteriores unidades no se esperan problemas geotécnicos asociados a estos materiales.

Por último, la unidad T_D se encuentra formada en su mayoría por materiales cohesivos de alta plasticidad y de consistencia dura. Presenta una expansividad de grado II-III (media a alta) y un valor de colapso nulo. Respecto al contenido químico en yesos, aunque sea bajo, se han observado en los sondeos altos contenidos. Esto puede presentar grandes problemas geotécnicos, por lo tanto, es necesario un estudio más detallado de la presencia de estos yesos.

Respecto al estudio de la estabilidad de los taludes, se ha observado como en la unidad Q_T presentan en su mayoría inestabilidades a partir de 8 m de altura y una inclinación de 1H:1V (45°). Este comportamiento es similar en condiciones de presencia del nivel freático.

En general los materiales de las unidades T_D y T_C son suelos con propiedades bastante buenas a la hora de realizar taludes en cualquier tipo de obra. Como ya se ha mencionado anteriormente, aunque estos materiales presenten propiedades similares se ha observado como a la hora de calcular los modelos en las diferentes unidades, los taludes de la unidad T_D se presentan mucho más estables que los de la unidad T_C .

En ausencia del nivel freático, la unidad T_C presenta inestabilidades en algunos taludes a partir de 12 m de altura y sobre todo en taludes con pendientes de entre 1H:1V (45°) a 1H:2V (63°). En condiciones de nivel freático la inestabilidad aumenta afectando a algunos taludes que no se encontraban afectados anteriormente.

En el caso de la unidad T_D presenta inestabilidades en ausencia de agua sólo para una altura de 20 m y una inclinación de 1H:2V (63°). En presencia del nivel freático la unidad T_D presenta inestabilidades en taludes de 16 y 20 m e inclinaciones entre 2H:3V (56°) y 1H:2V (63°).

Por último, en campo se han observado patologías como cárcavas, regueros, erosiones superficiales y en algún caso roturas circulares. Estas patologías se han identificado en general en taludes con inclinaciones superiores 1H:1V (45°). Es importante tener en cuenta estas patologías y realizar un estudio detallado de los taludes de la zona a la hora de realizar una obra.

V. BIBLIOGRAFÍA

- Antón, L.; Martín Velázquez, S.; García del Amo, D.; Pérez-Soba Aguilar, C. (2017). *El Duero zamorano, recorrido por una historia de cientos de millones de años*. Sociedad Geológica España, *Geología* 17, 3.
- Ayala, F.J, Ferrer, M., Oteo, C.; Salinas, J. L. (1986). *Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000*. IGME-CEDEX, *Serie Geología Ambiental*, 43.
- Ayala, F.J. (1991). *Manual de Ingeniería de taludes*. Instituto Tecnológico Geominero de España. Ministerio de Industria, *Serie Geotecnia*, 187-191.
- Bishop, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. *Geotechnique*, 5.
- Casagrande, A. (1948). *Classification and Identification of Soils*. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113, 901.
- Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A. (1982). *Mapa Geológico de España (Serie MAGNA) del IGME, escala 1/50.000, Palencia, hoja nº 273*.
- Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A. (1982). *Mapa Geológico de España (Serie MAGNA) del IGME, escala 1/50.000, San Cebrián de Campos, hoja nº 235*.
- Compañía General de Sondeos, S.A.; Ingeniería Minero Industrial, S.A. (1978). *Síntesis geológica previa de la cuenca del Duero*. I.G.M.E.
- González de Vallejo, L.I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo Mazo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, 317-322.
- Hernández Pacheco, E. (1915). *Geología y Paleontología del Mioceno de Palencia*. Comisión de Investigaciones Paleontológicas y Prehistóricas, Museo Nacional de Ciencias Naturales, 5.
- Hoek, E.; Bray, J. W. (1997). *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy.
- Instituto Geológico y Minero de España. *Leyenda Geológica del Mapa Geológico Continuo de España, Cuenca del Durero-Almazán, Z 2300*.
- Mediavilla, R.; Dabrio, C.J. (1988). *Controles sedimentarios neógenos en la Depresión del Duero (Sector Central)*. *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 1 (1-2), 188-191.

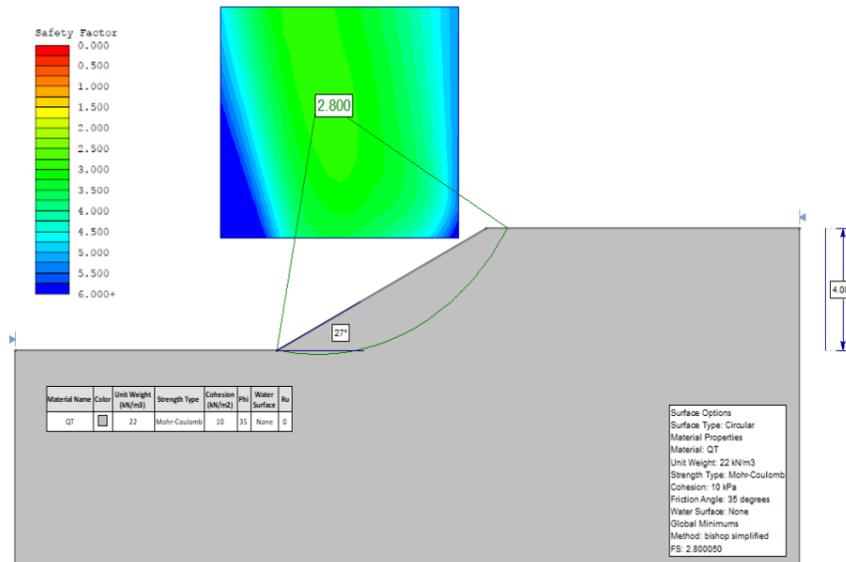
- *Mediavilla, R.; Dabrio, C.J.; Martín-Serrano, A.; Santisteban, J.L.; (1996). Lacustrine Neogene systems of the Duero Basin: evolution and controls. Tertiary Basins of Spain. Cambridge University Press, 185.*
- *Ministerio de Fomento (2008). Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Boletín Oficial del Estado, Suplemento del número 203, 9.*
- *Ministerio de Fomento (2002). Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02). Boletín Oficial del Estado, 14.*
- *NAVFAC (1971). Design Manual DM-7, Soil Mechanics Medtania Foundations and Earth Structures. Naval Facilities Engineering Command, 7 (1), 88.*
- *Nuñez, A.; Colodrón, I.; Zazo, C.; Goy, J.L.; Cabañas, I.; Uralde, M.A. (1975). Mapa Geológico de España (Serie MAGNA) del IGME, escala 1/50.000, Torquemada, hoja nº 274.*
- *Sánchez de la Torre, L.M.; Pavón Mayoral, J.; García Argüeso, J.M.; Majón Rubio, M.; Colmenero Navarro, J. R. (1975). Mapa Geológico de España (Serie MAGNA) del IGME, escala 1/50.000, Astudillo, hoja nº 236.*
- *Soriano Peña, A. (2005). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5-05). Puertos del Estado, 77.*
- *Vera, J.A. (2004). Geología de España. SGE-IGME, 531 y 550.*
- *Vijayvergiya, V. N.; Ghazzaly, O.I. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. 3th International Conference on Expansive Soils.*
- *Whitman, R. V.; Bailey, W. A. (1967). Use of computers for slope stability analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, 93.*

Páginas web

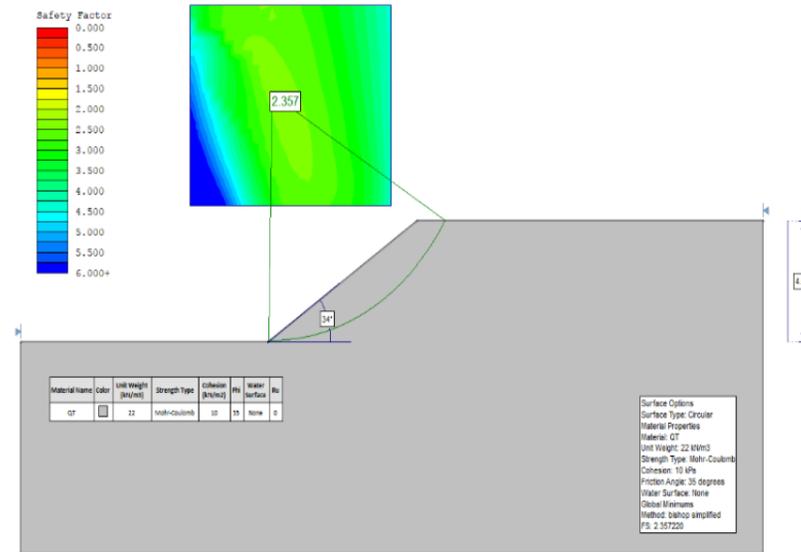
- *Google maps*
- *<https://es.climate-data.org/europe/espana/castilla-y-leon/palencia-2155/>*
- *<http://haypesca.blogspot.com/2015/01/normativa-castilla-y-leon-2015-anexos.html>*
- *<http://info.igme.es/visorweb/>*
- *<https://www.truecalia.com/blog/historia-del-ave-espana-la-expo-dias/>*

SIN PRESENCIA DE NIVEL FRÁTICO

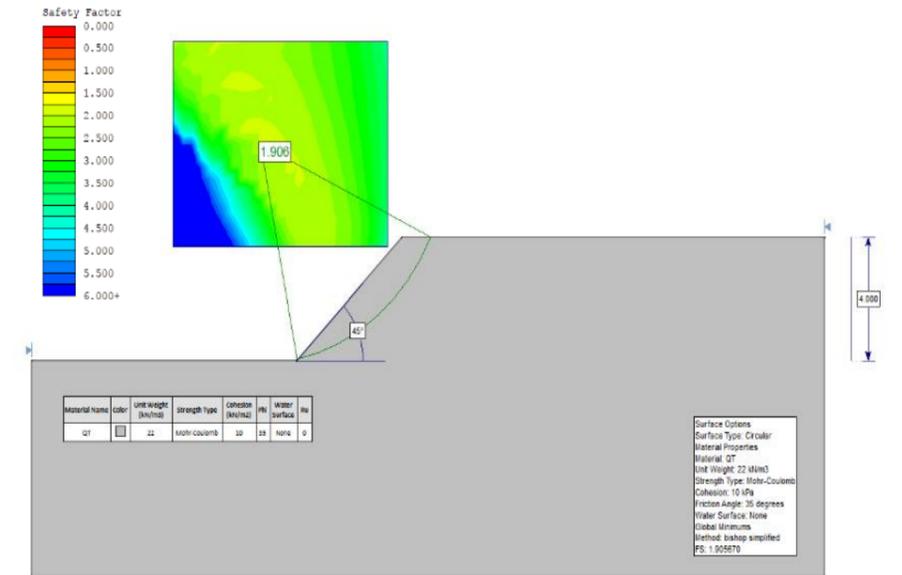
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



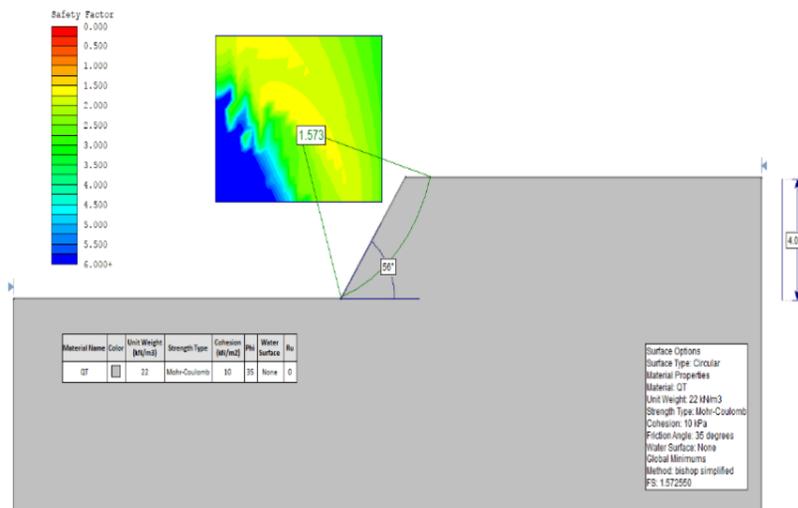
Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



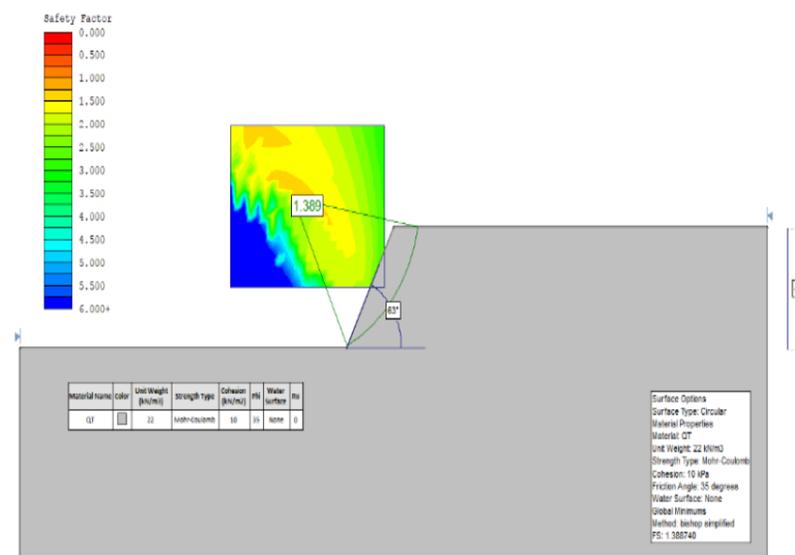
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



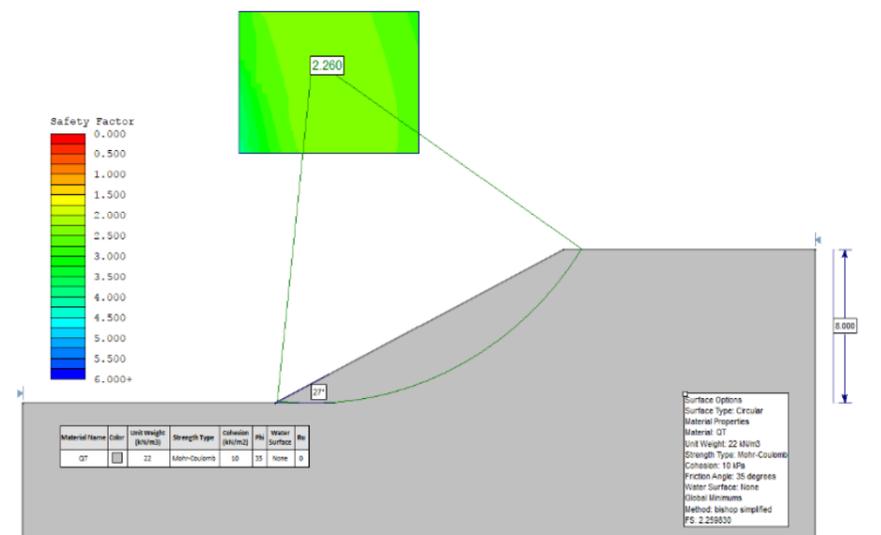
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



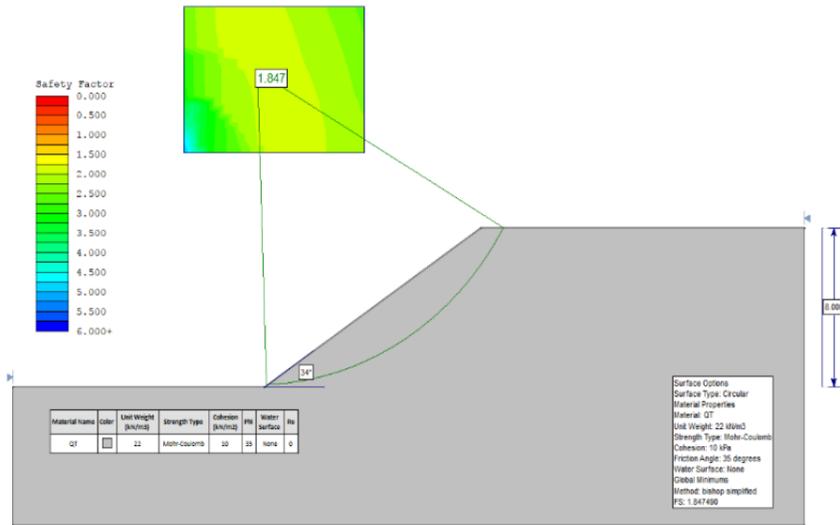
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



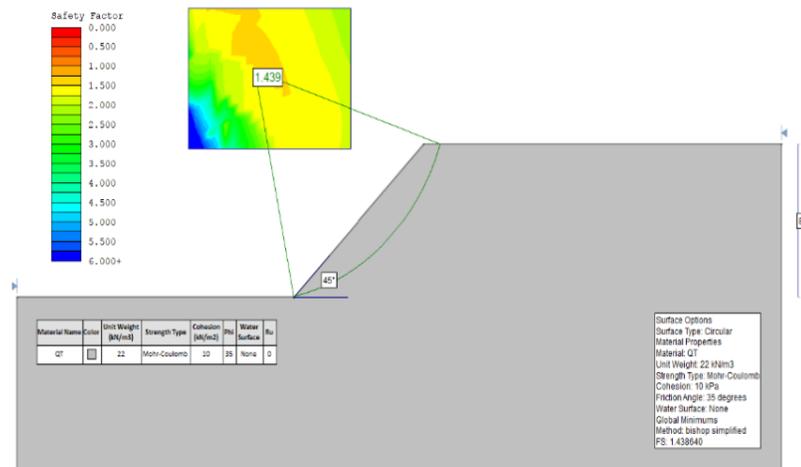
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



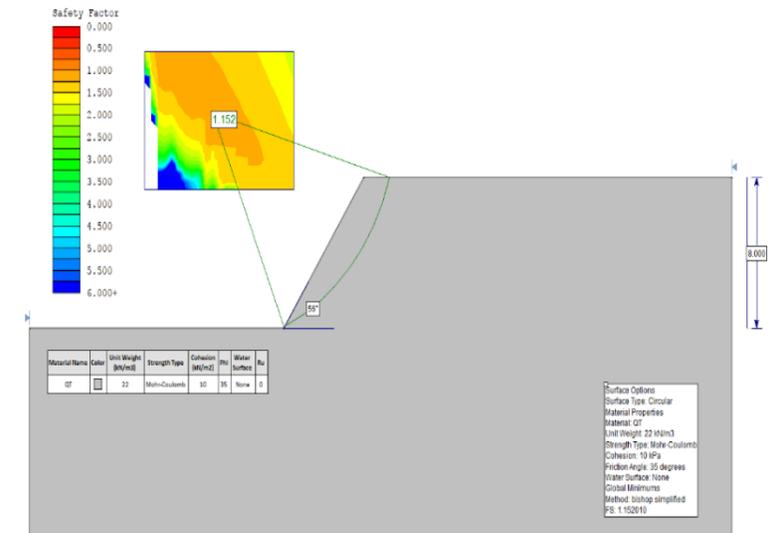
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



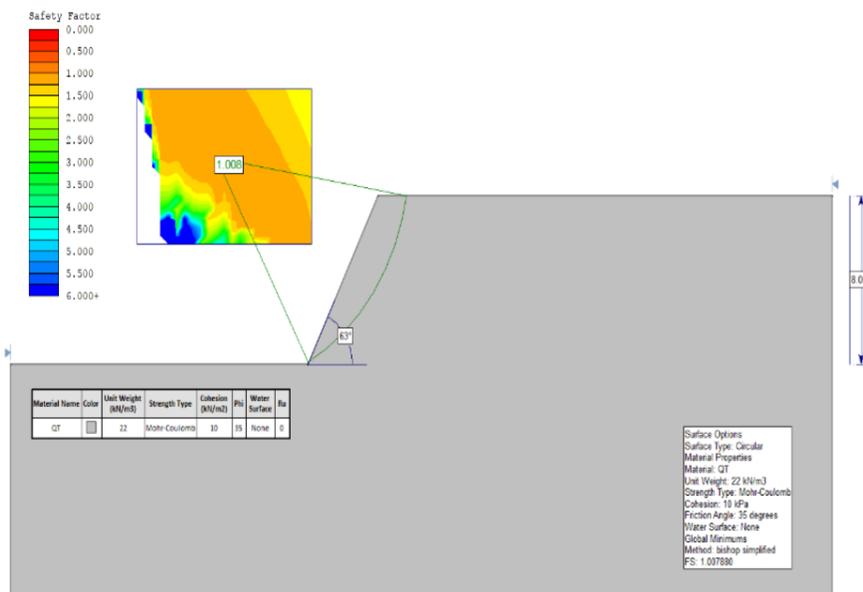
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



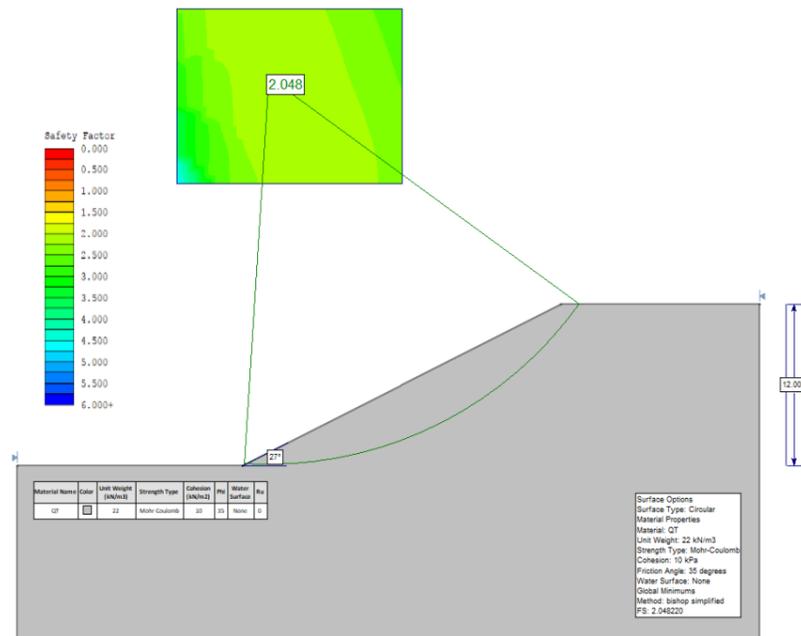
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



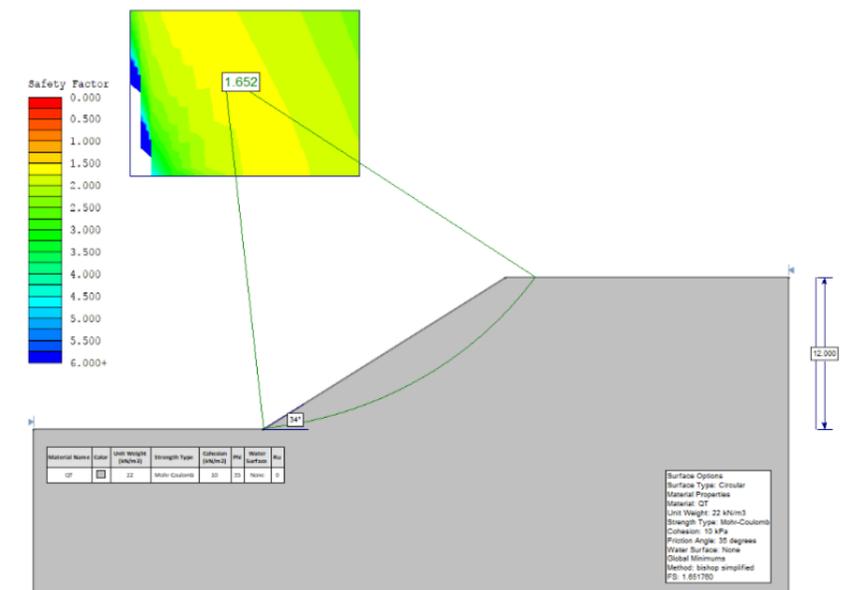
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



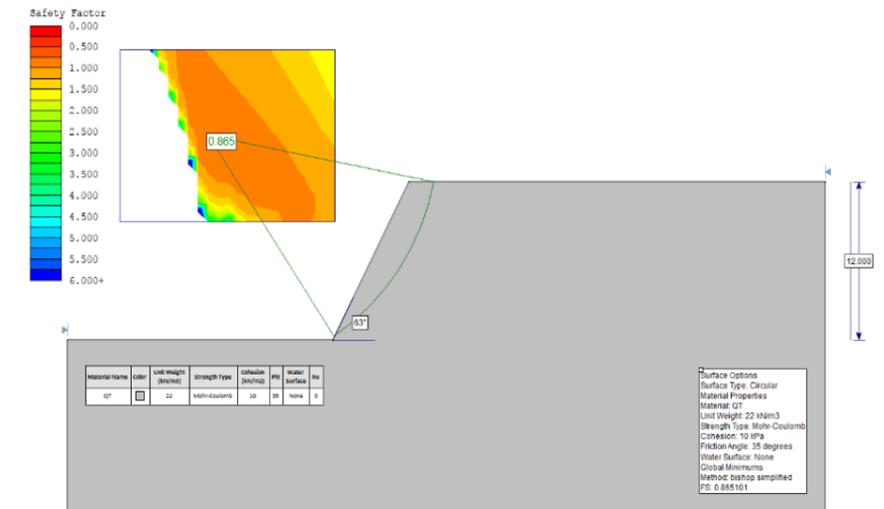
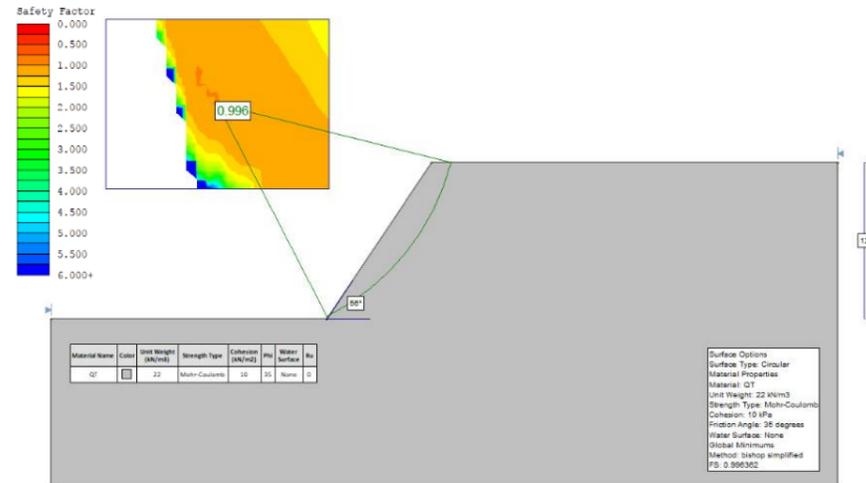
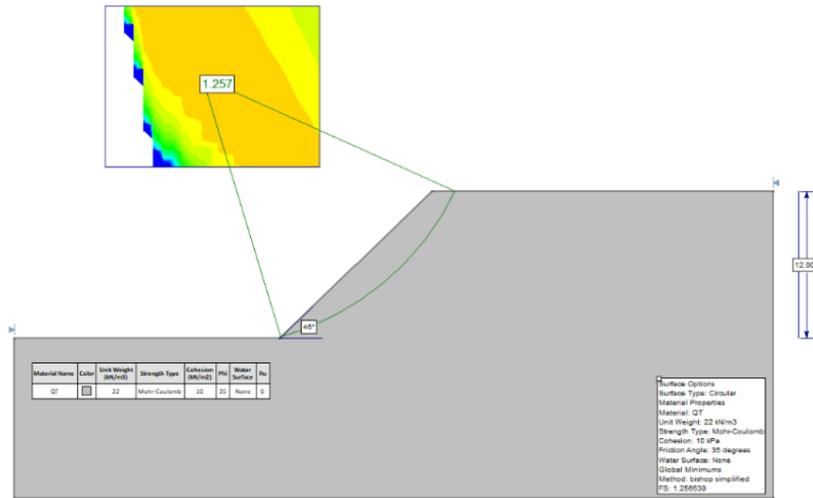
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)

Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)

Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

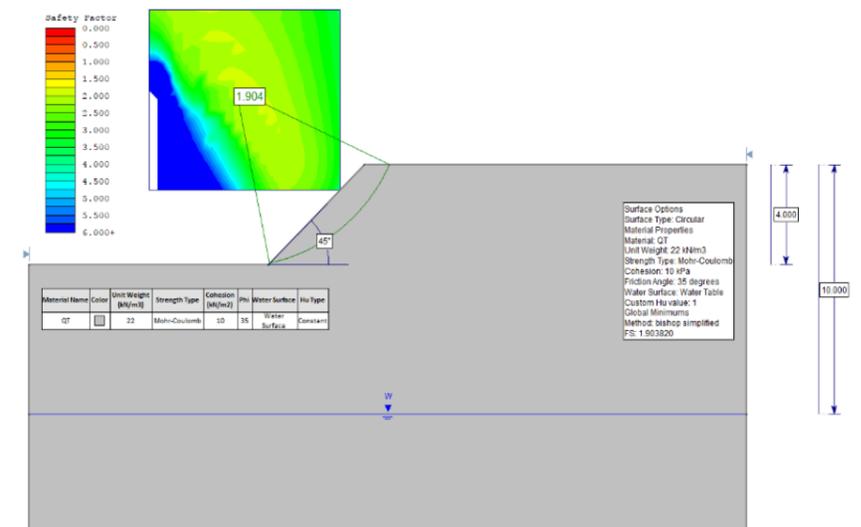
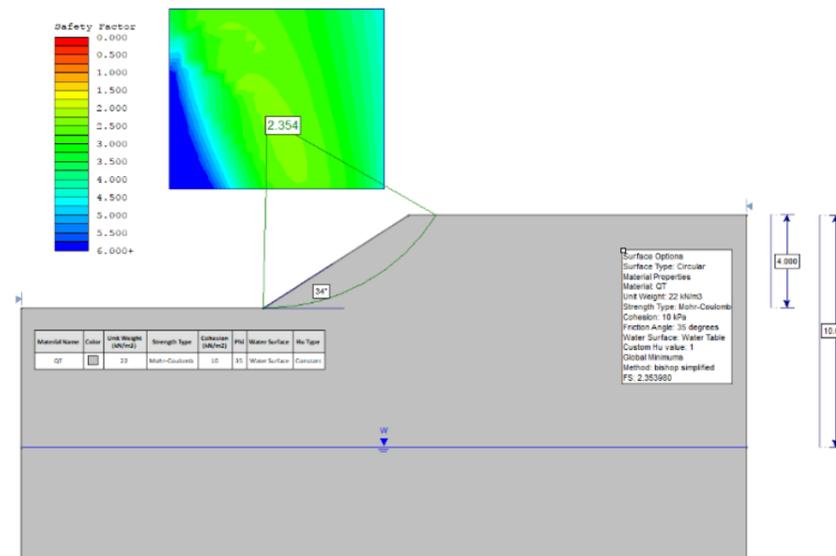
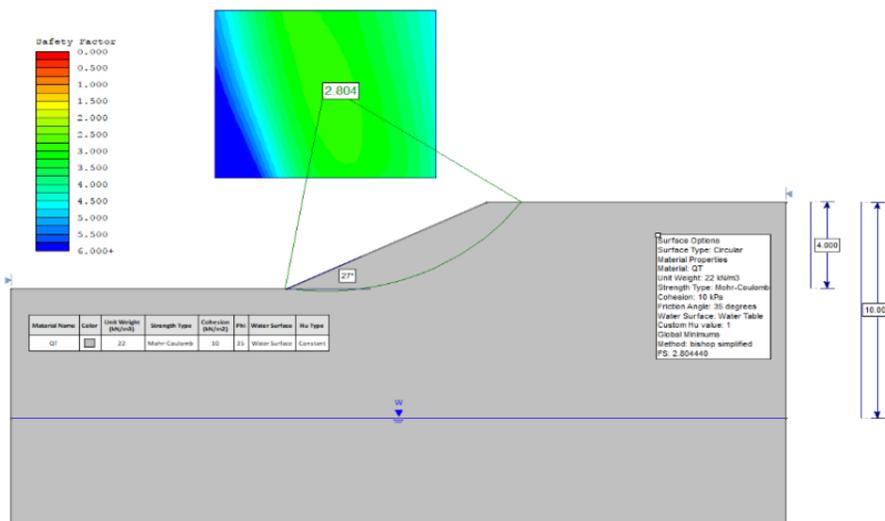


CON PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO

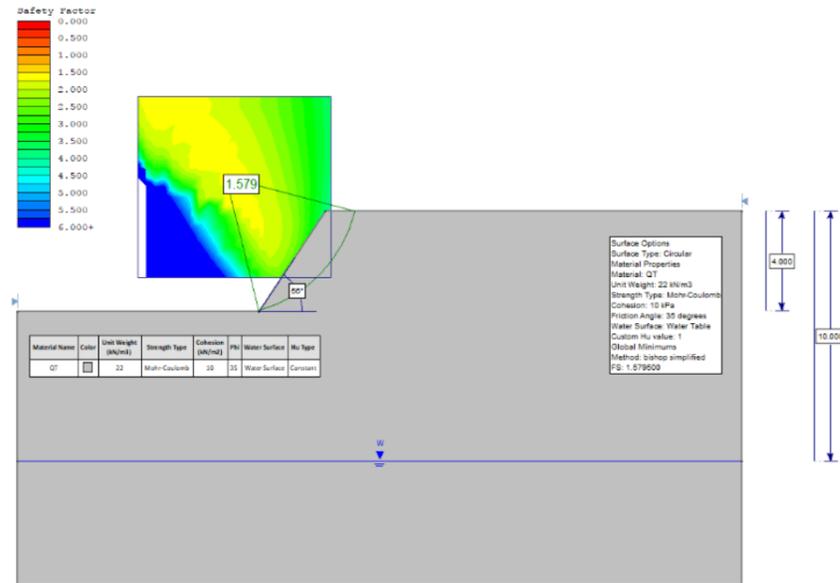
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)

Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)

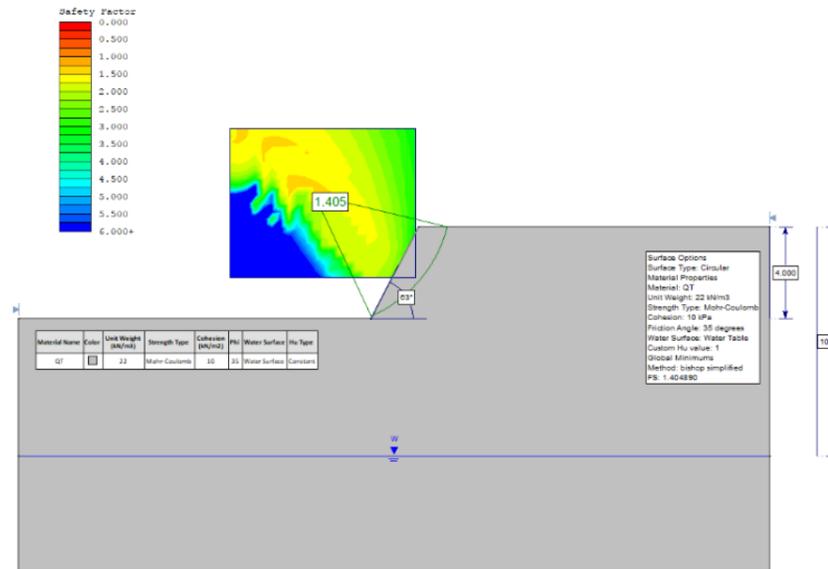
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



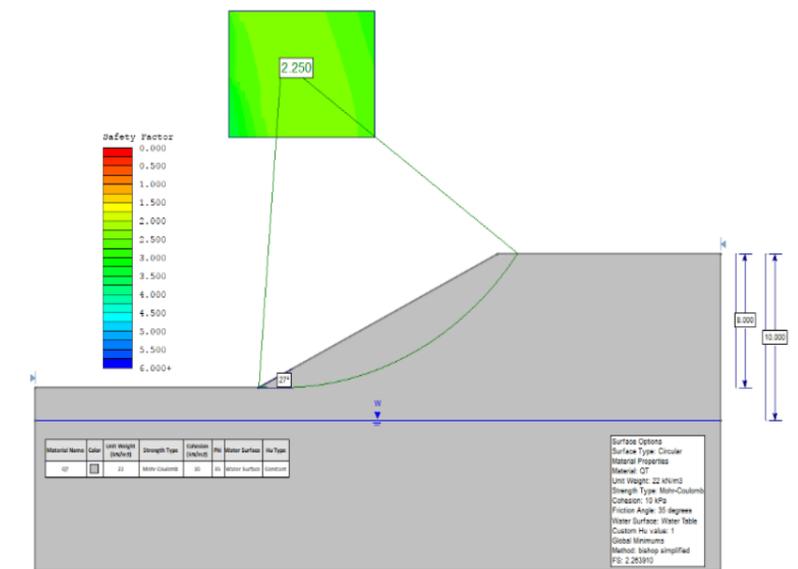
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



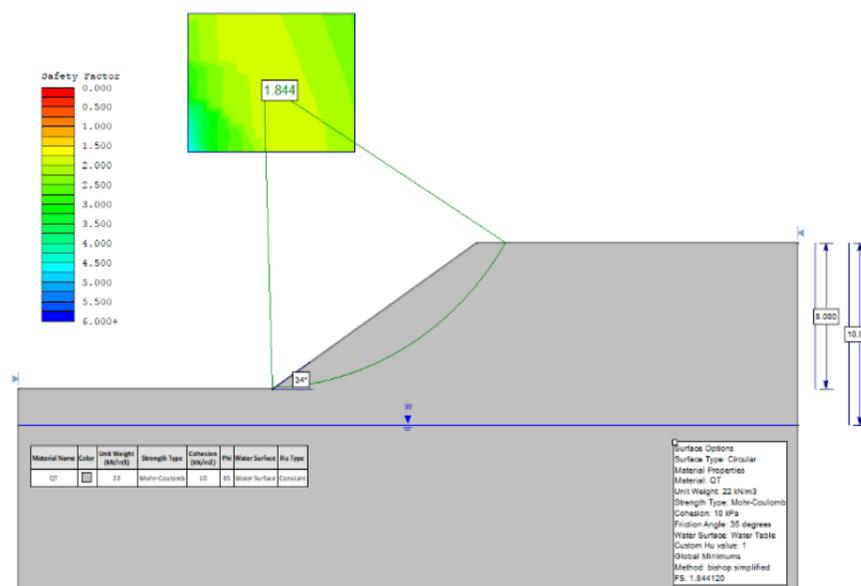
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



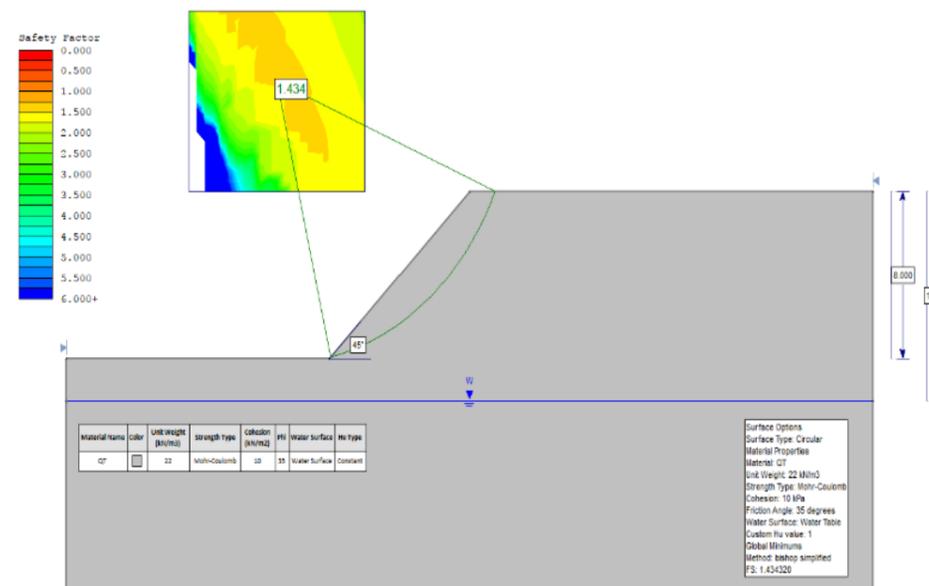
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



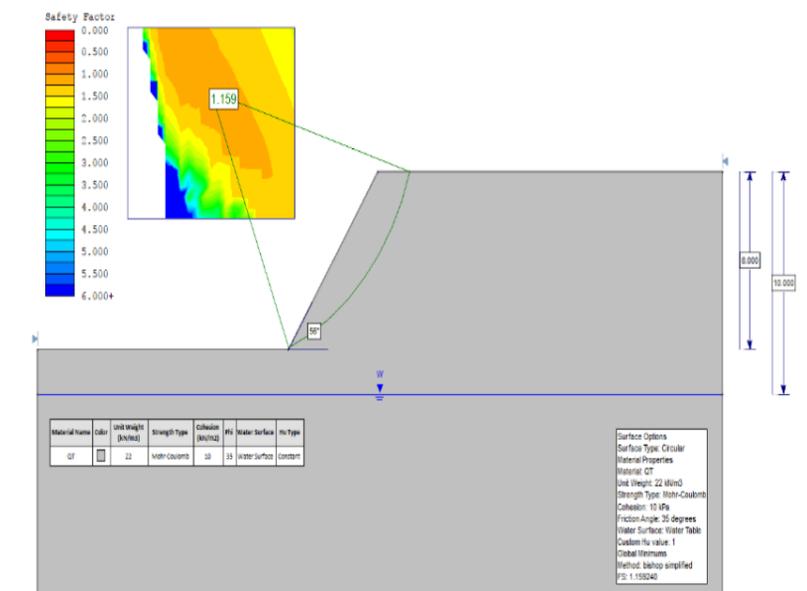
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



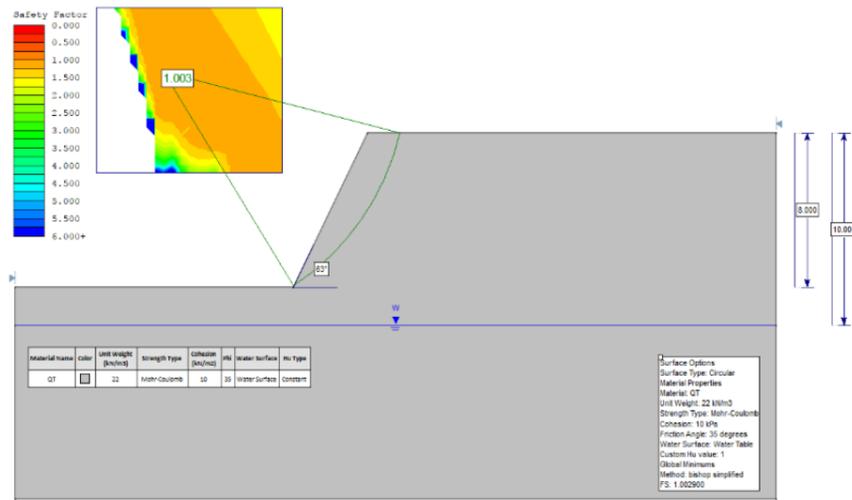
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



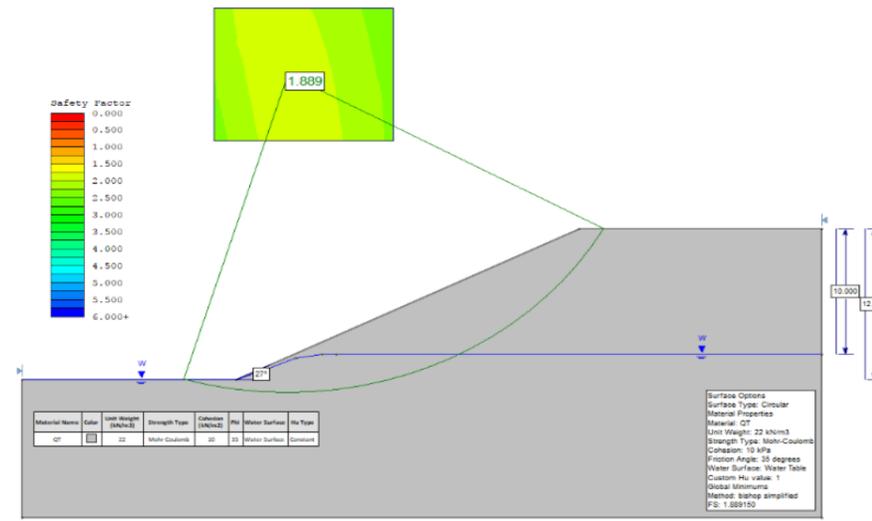
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



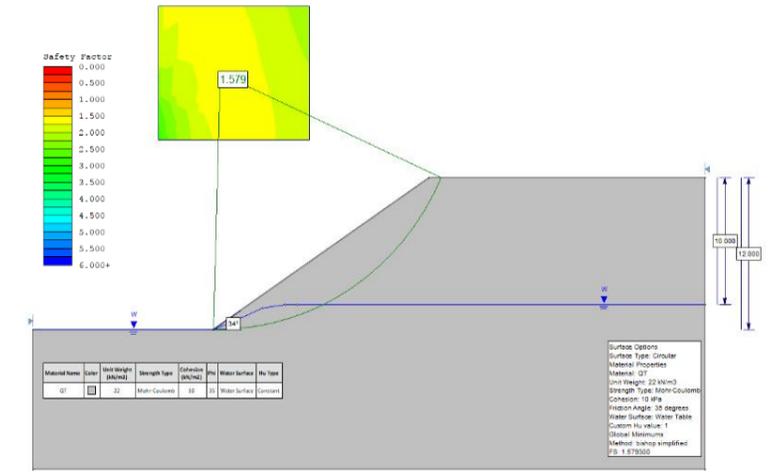
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



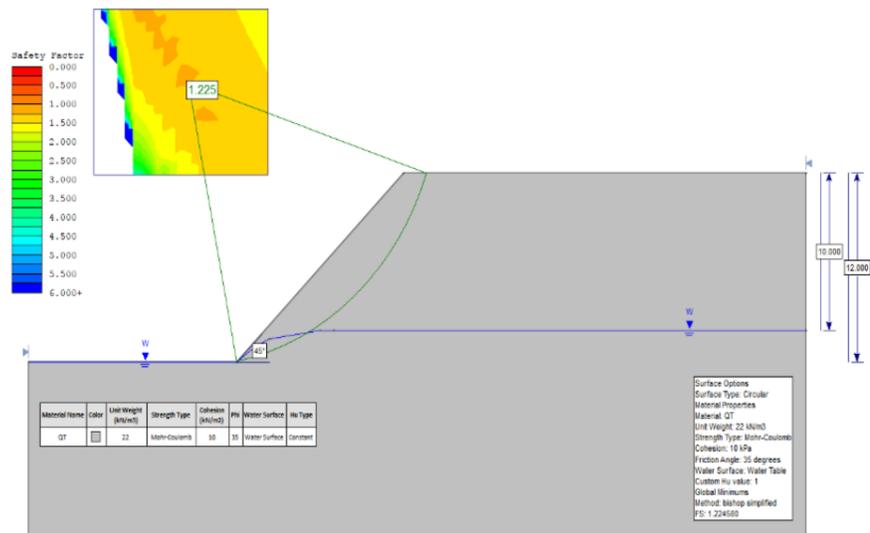
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



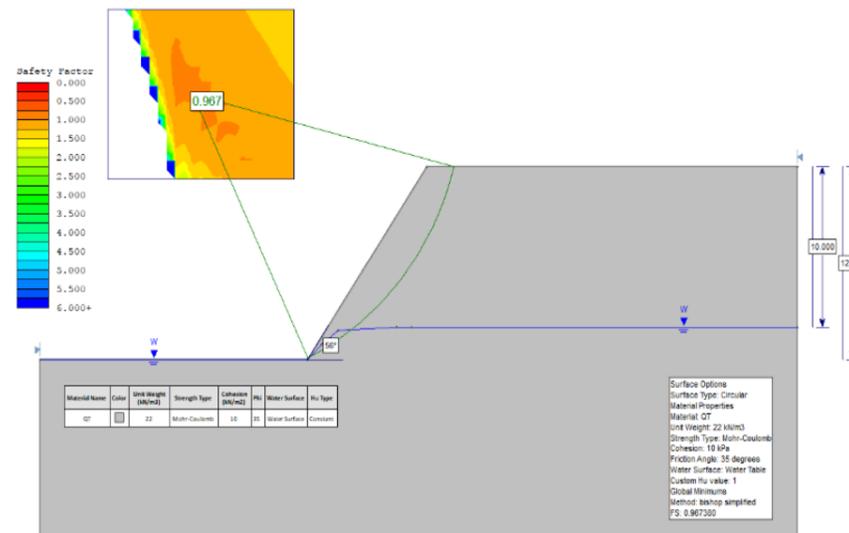
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



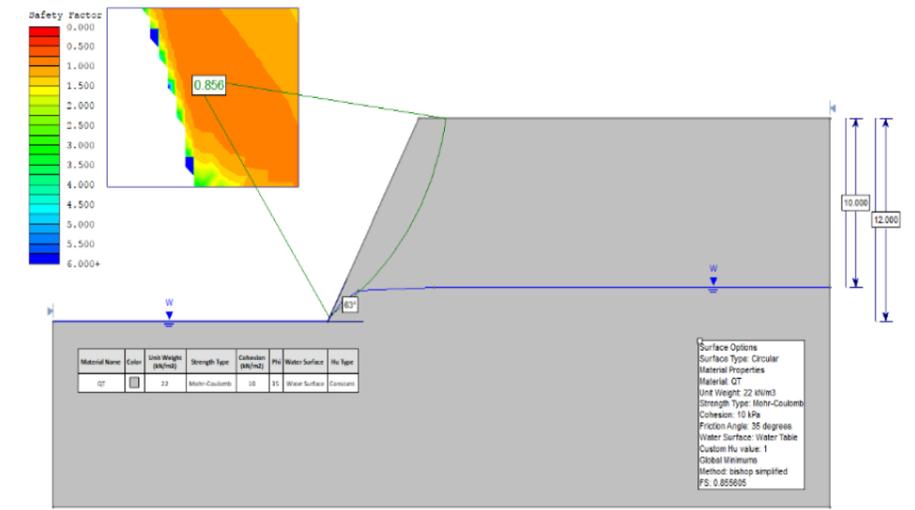
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)

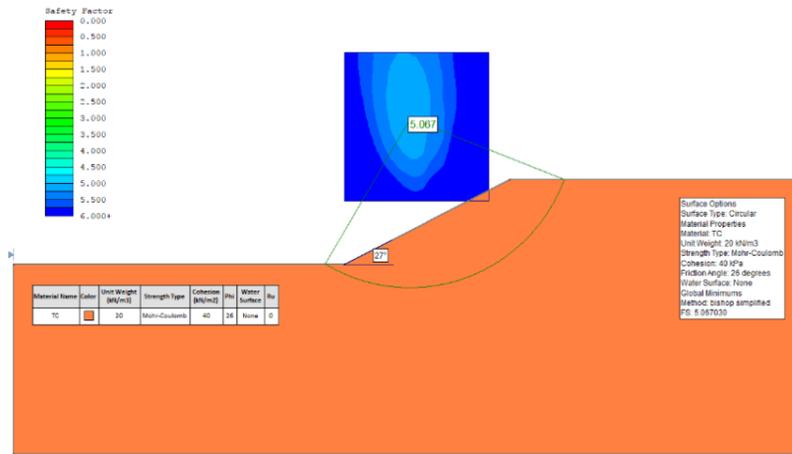


Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

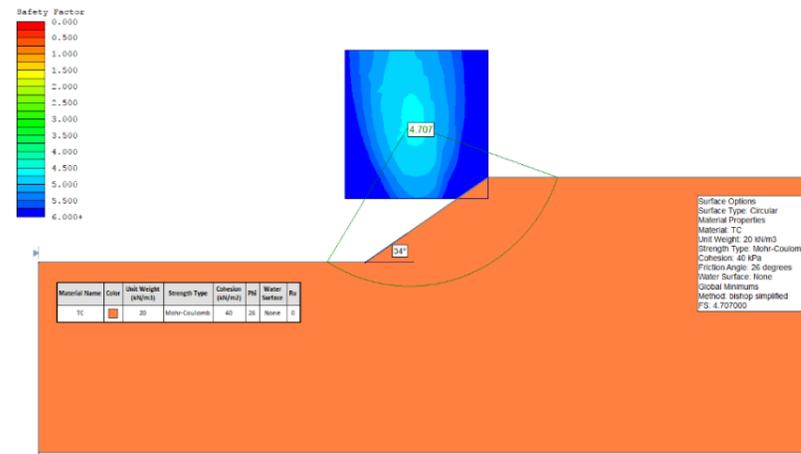


SIN PRESENCIA DE NIVEL FRÁTICO

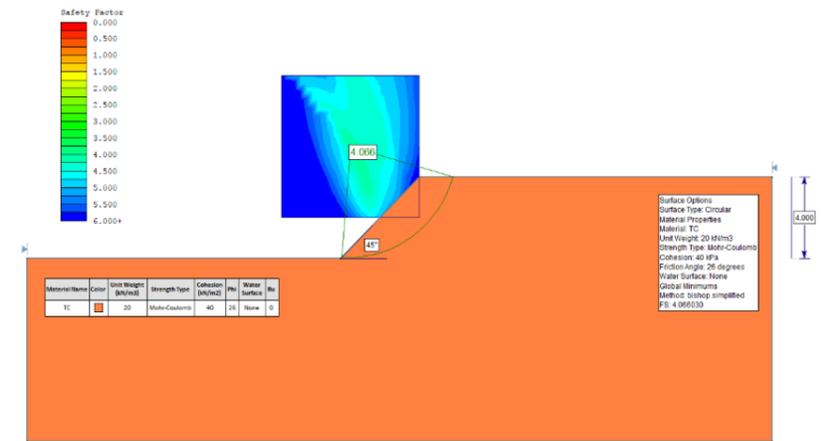
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



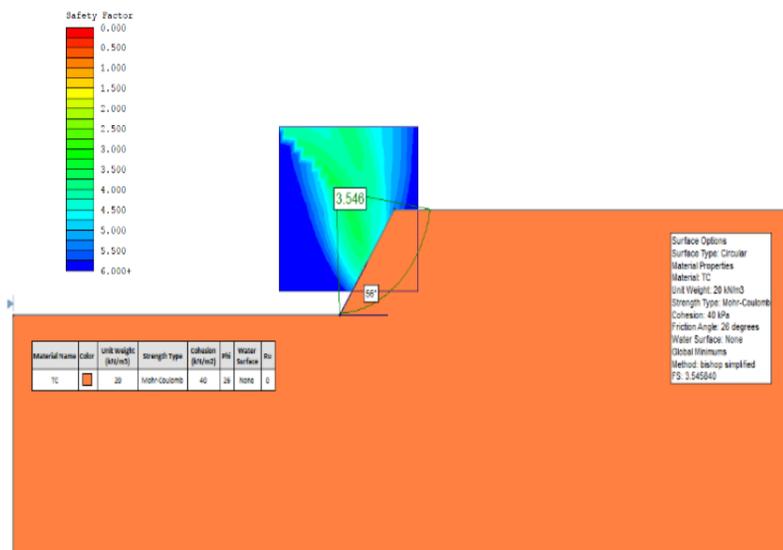
Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



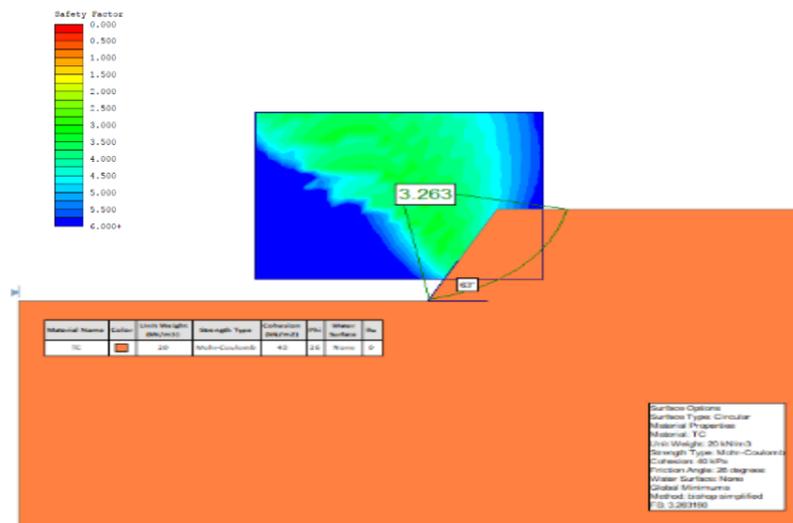
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



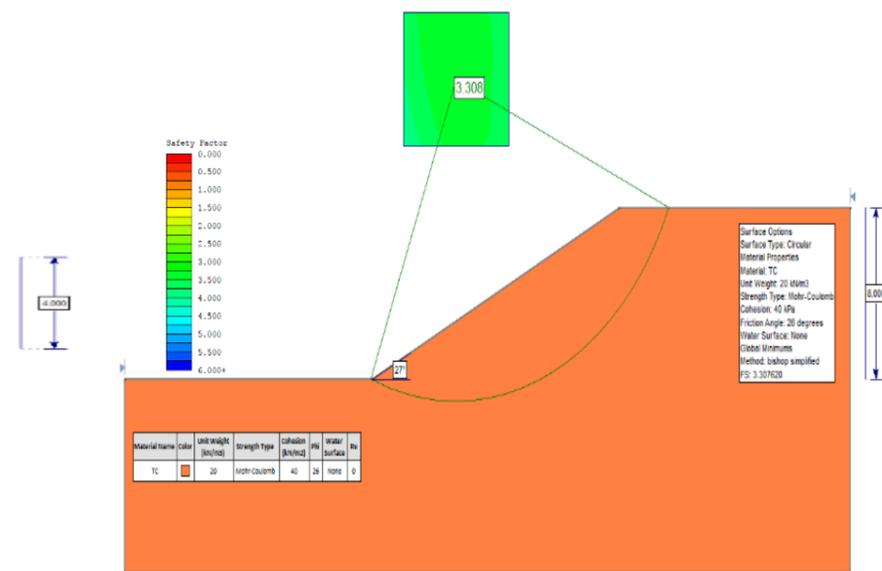
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



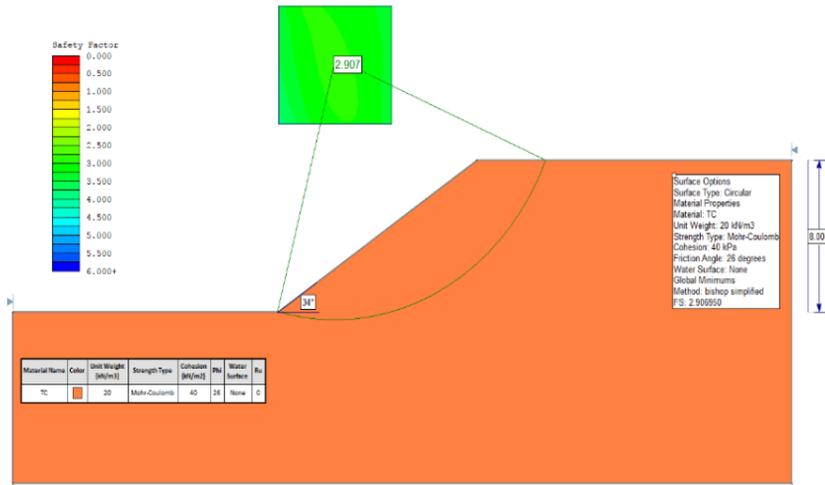
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



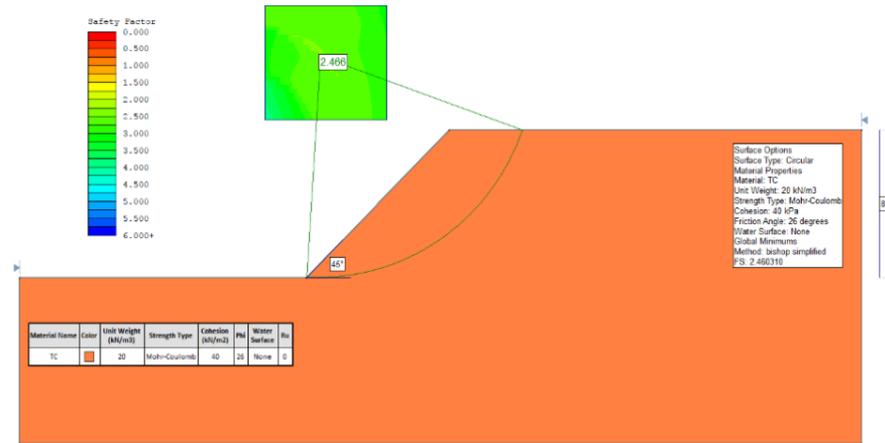
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



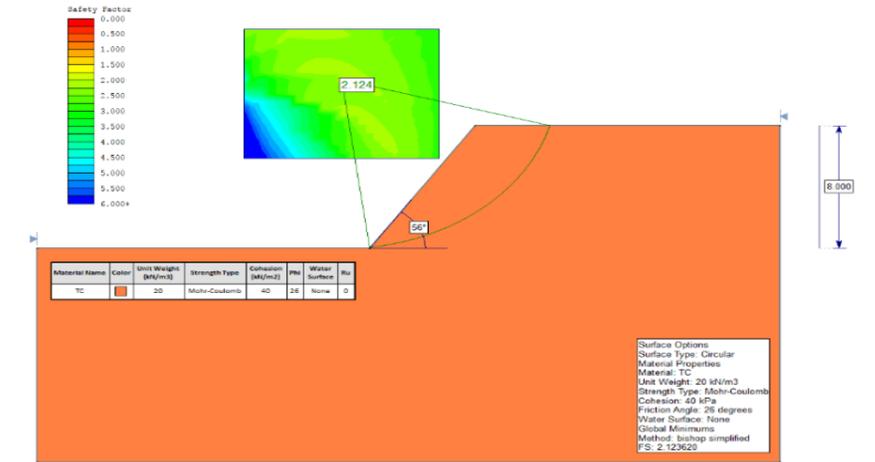
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



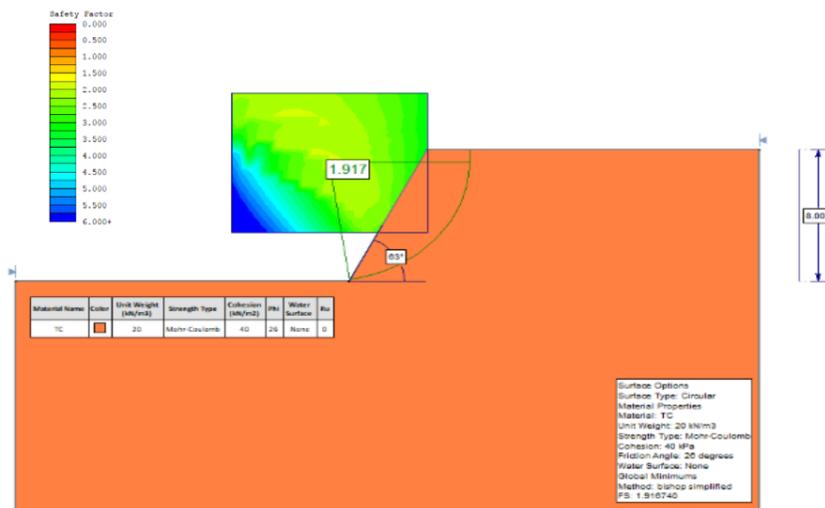
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



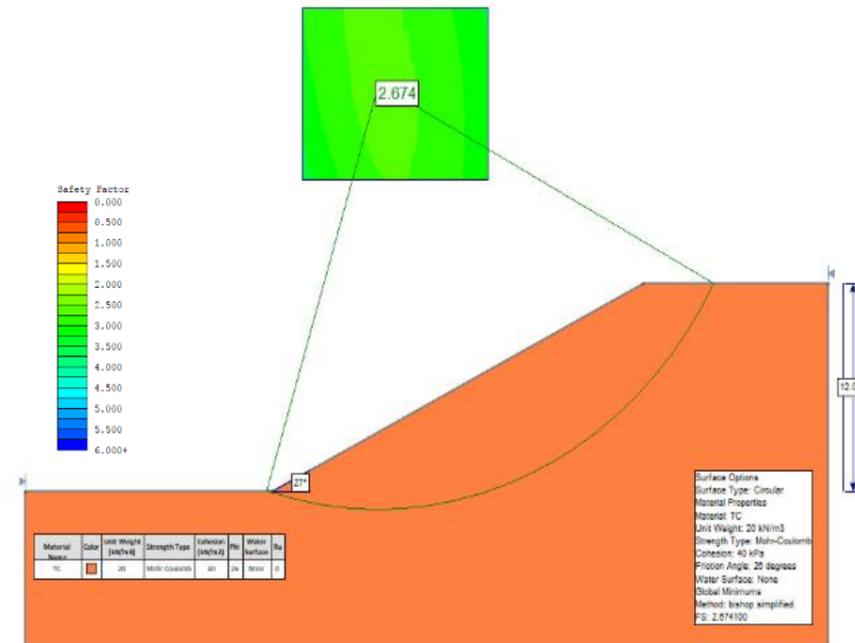
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



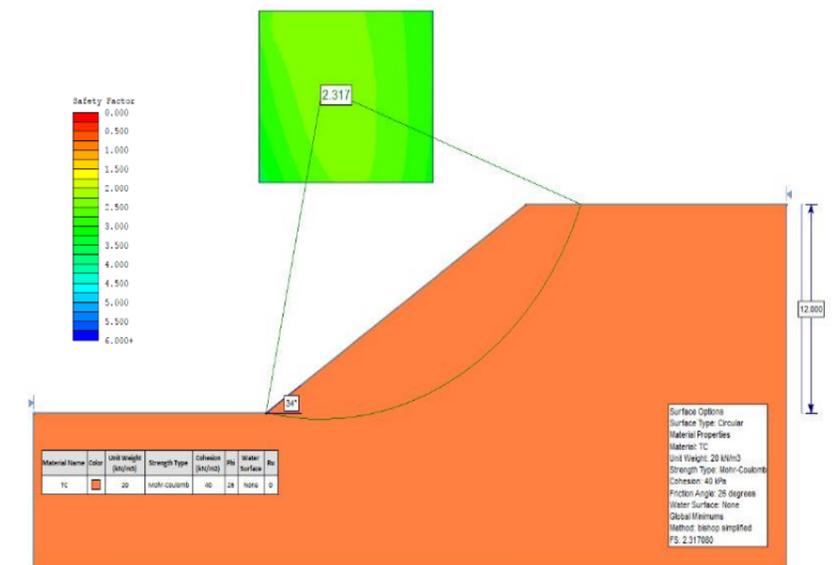
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



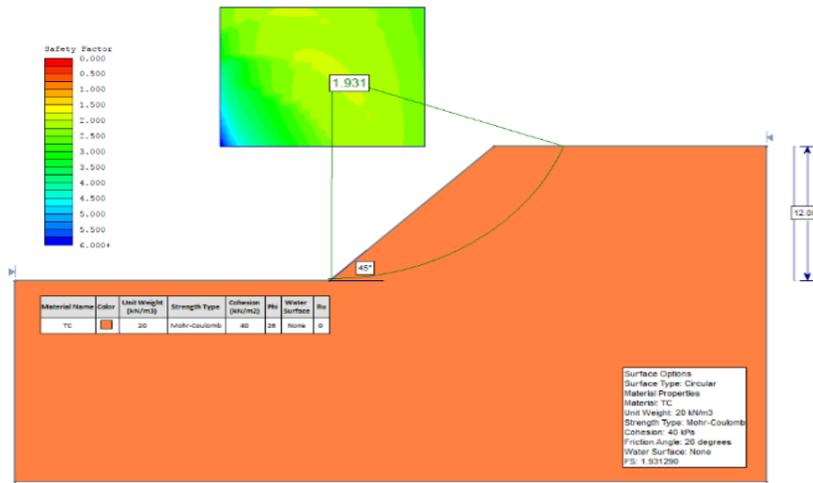
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



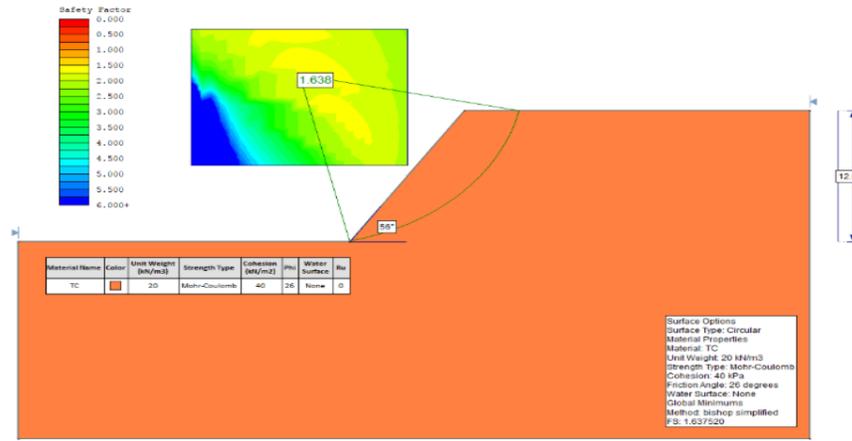
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



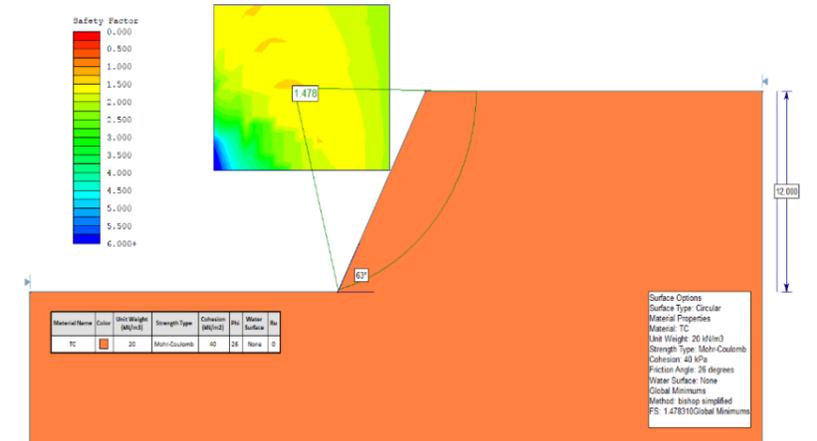
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



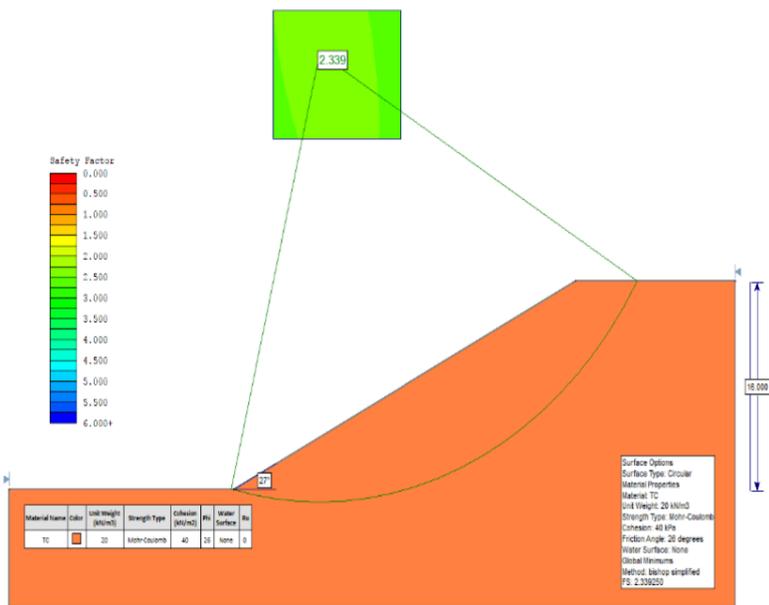
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



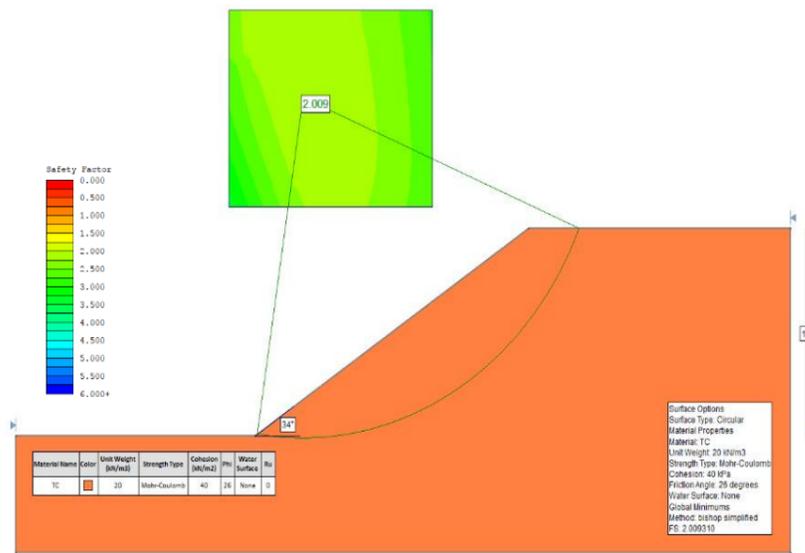
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



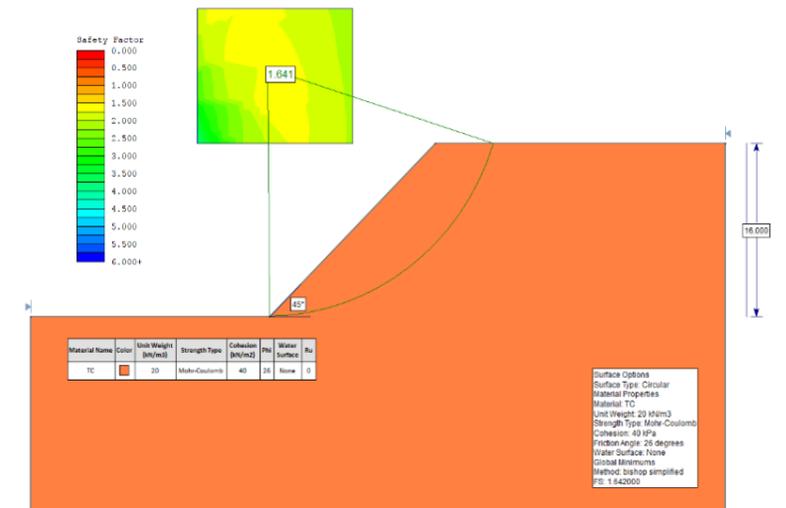
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



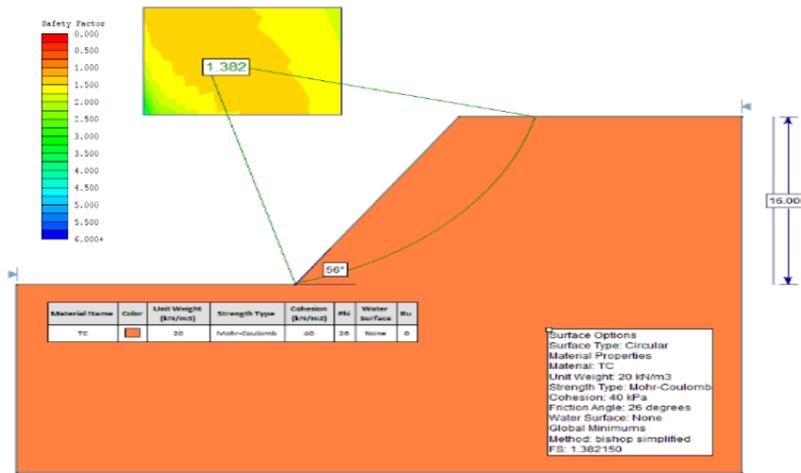
Altura: 16 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



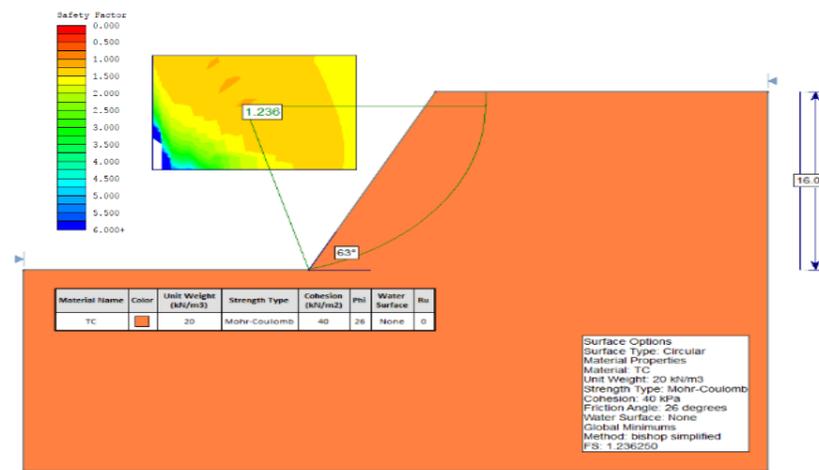
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



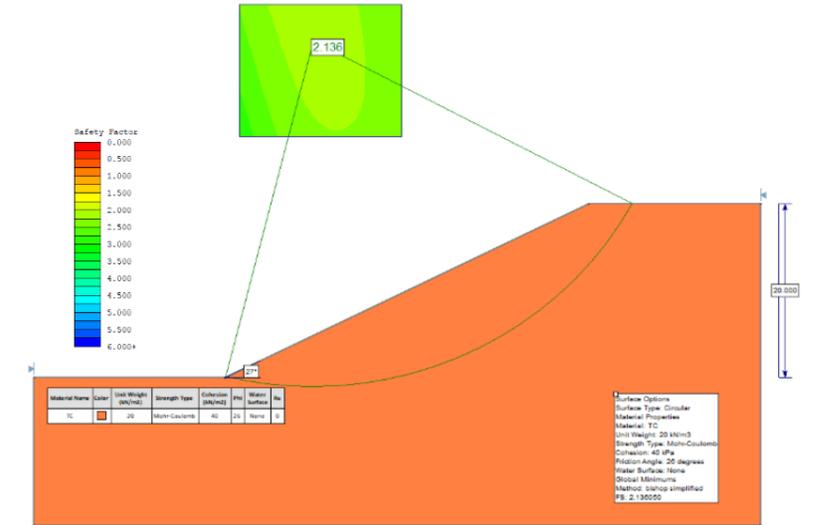
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



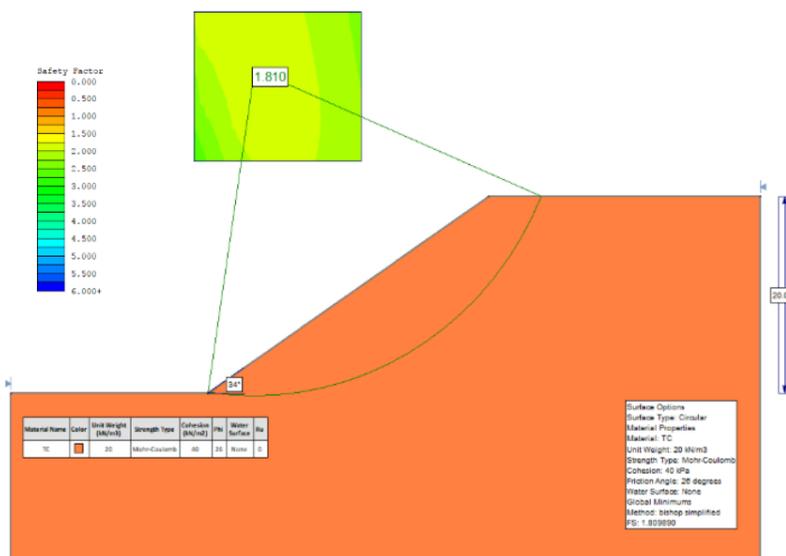
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



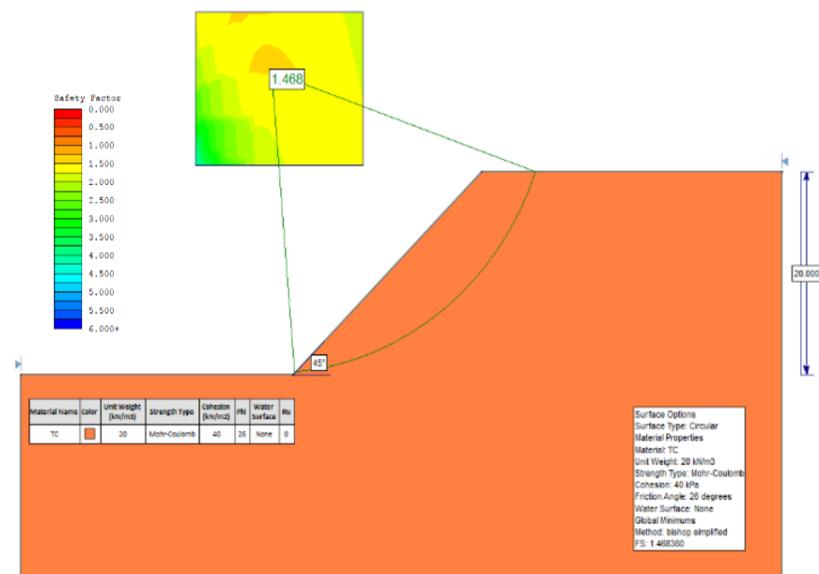
Altura: 20 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



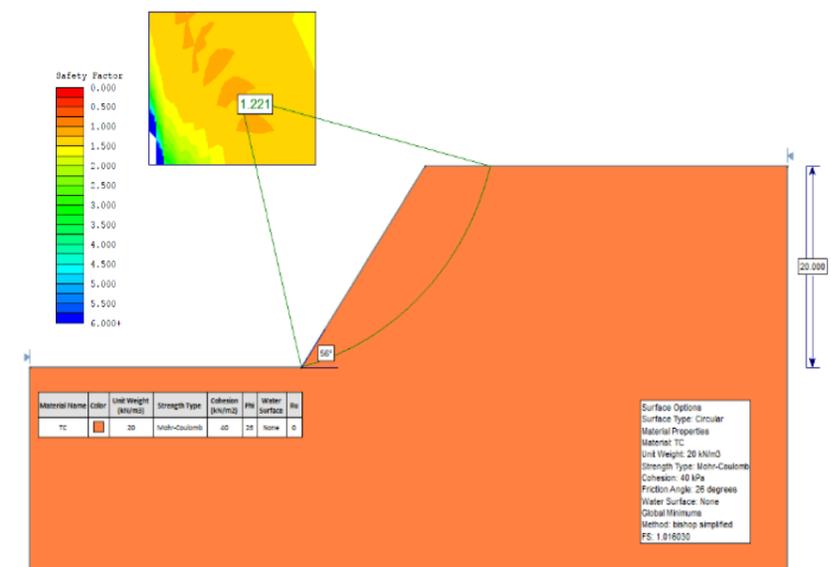
Altura: 20 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



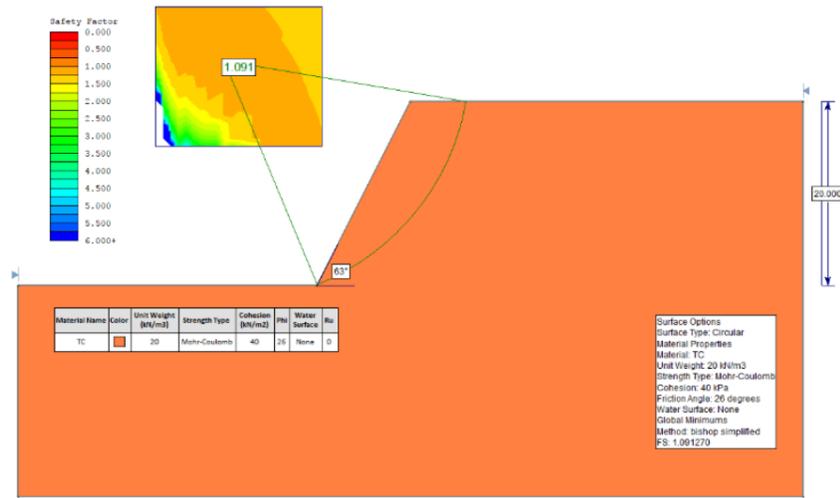
Altura: 20 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



Altura: 20 m; Inclinación: 2H:3V (56°)

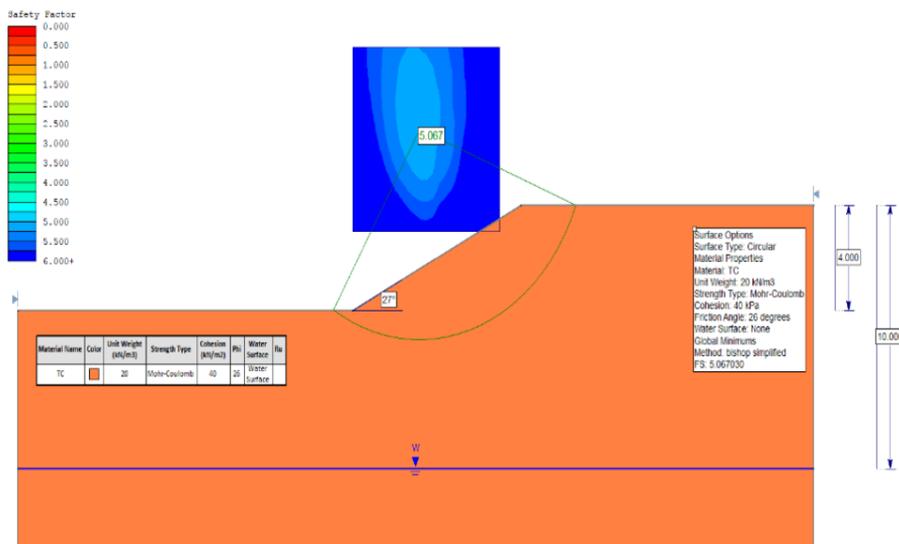


Altura: 20 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

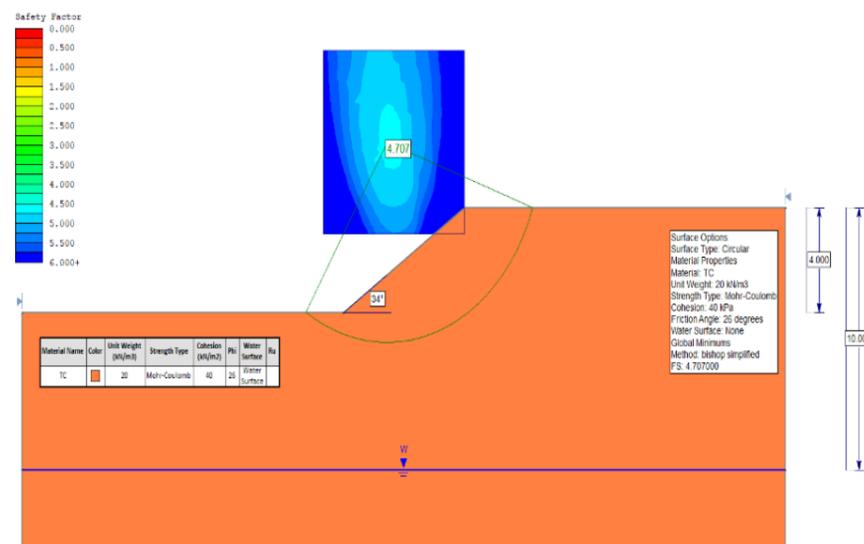


CON PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO

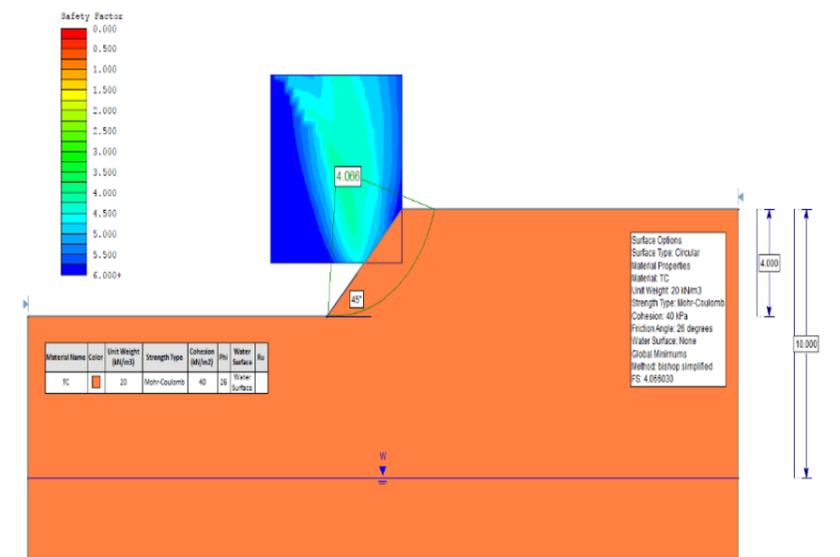
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



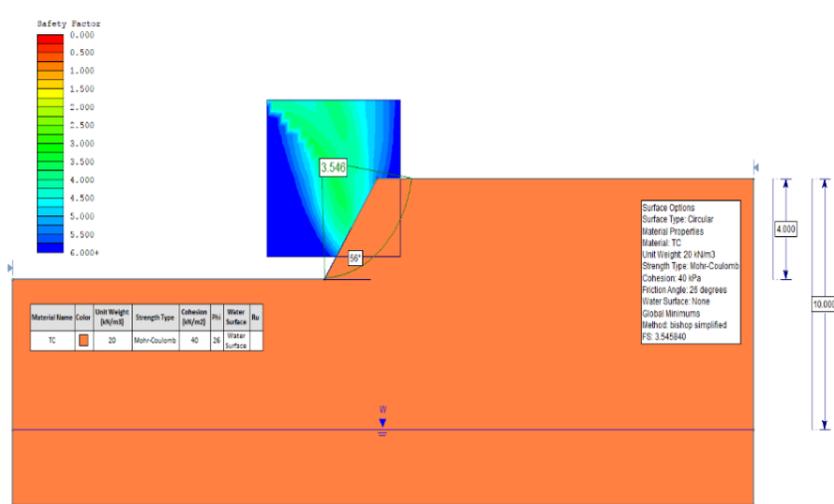
Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



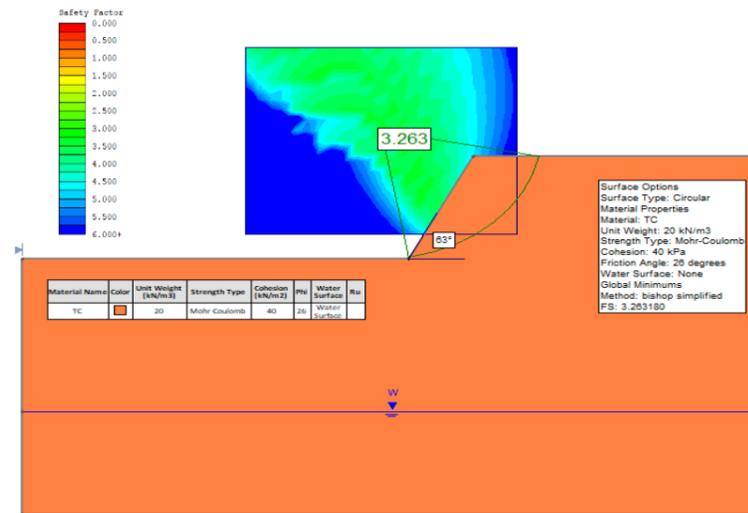
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



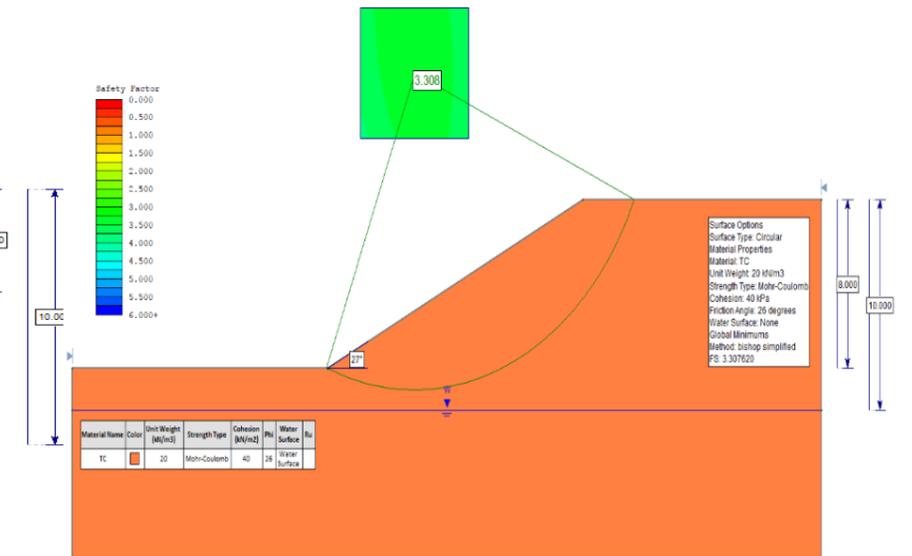
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



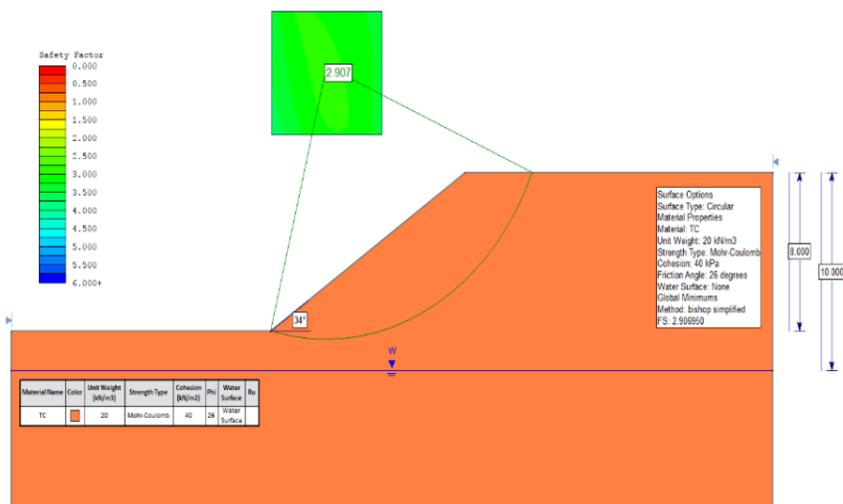
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



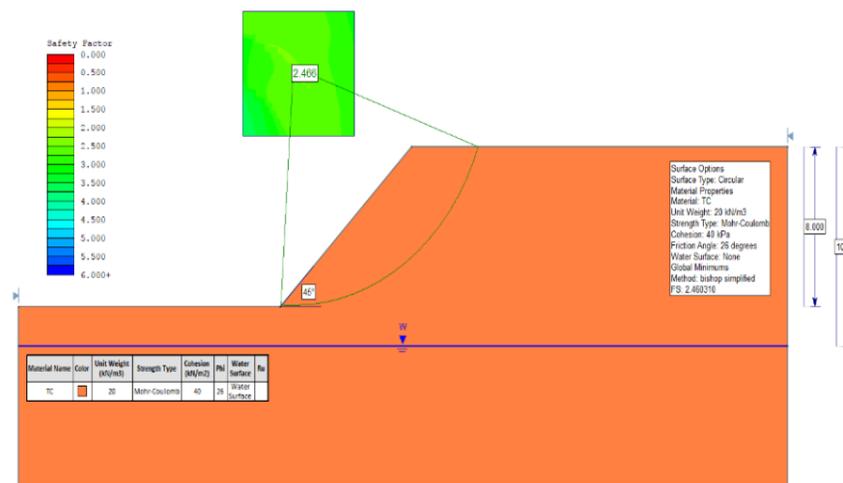
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



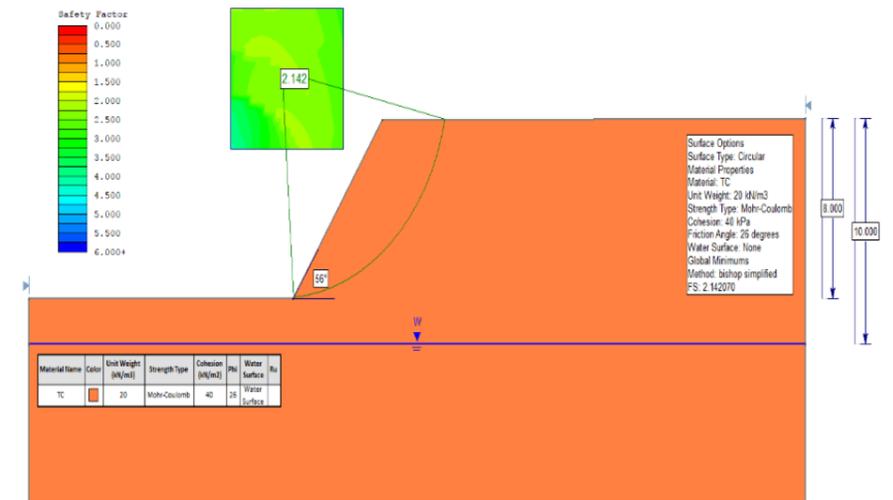
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



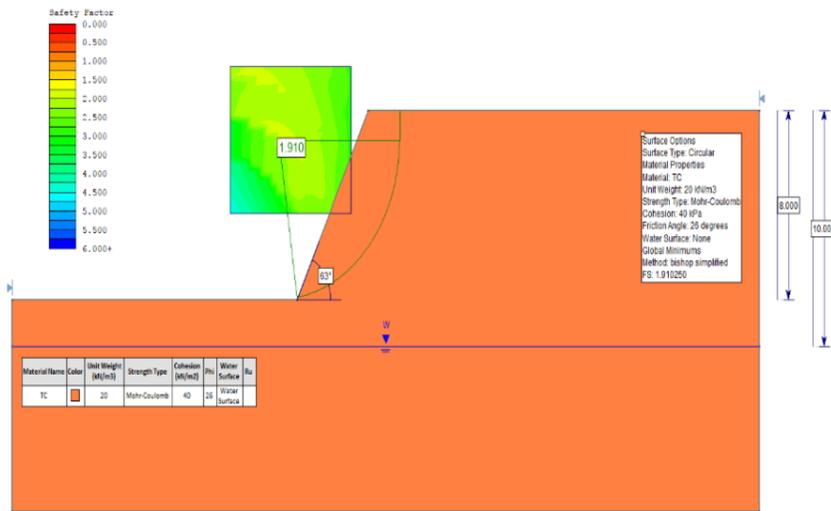
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



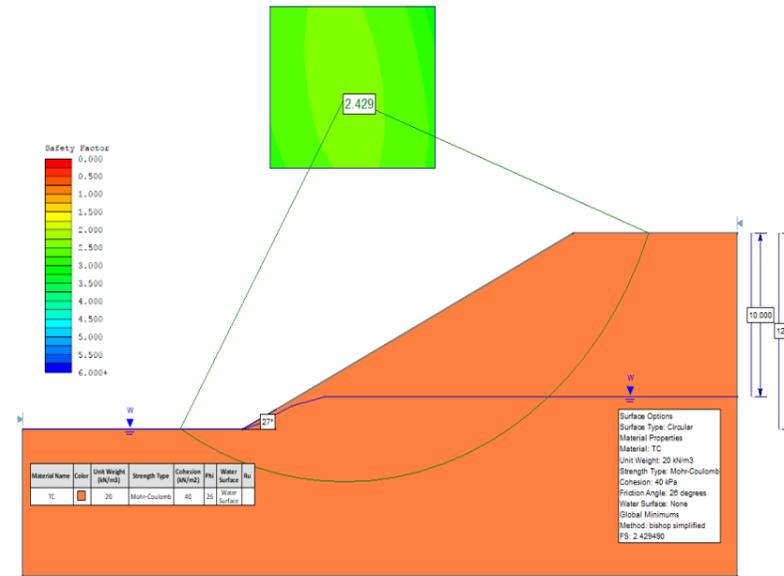
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



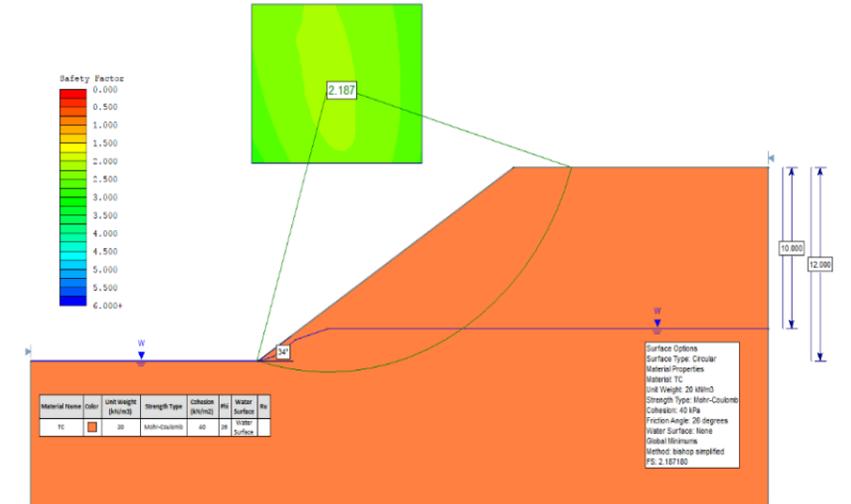
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



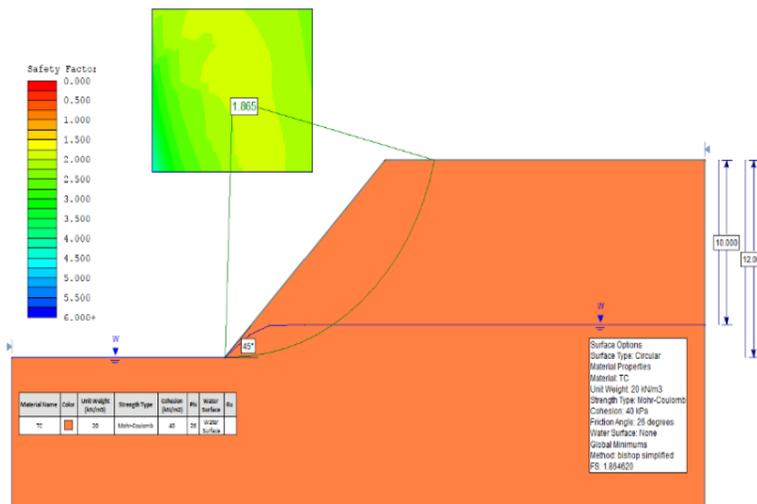
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



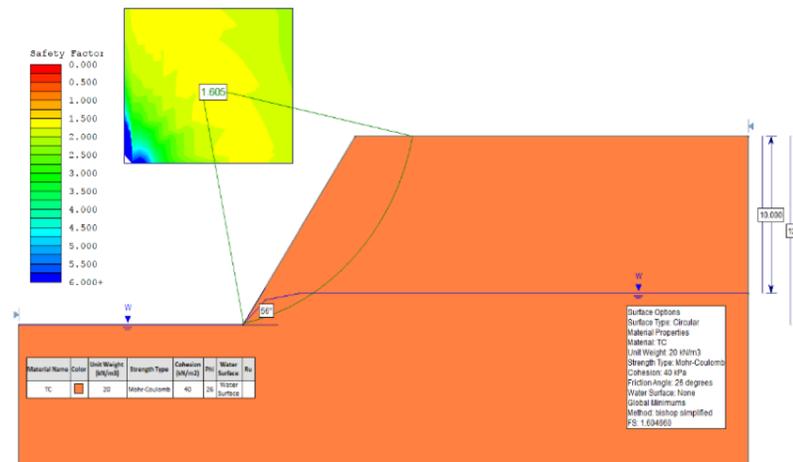
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



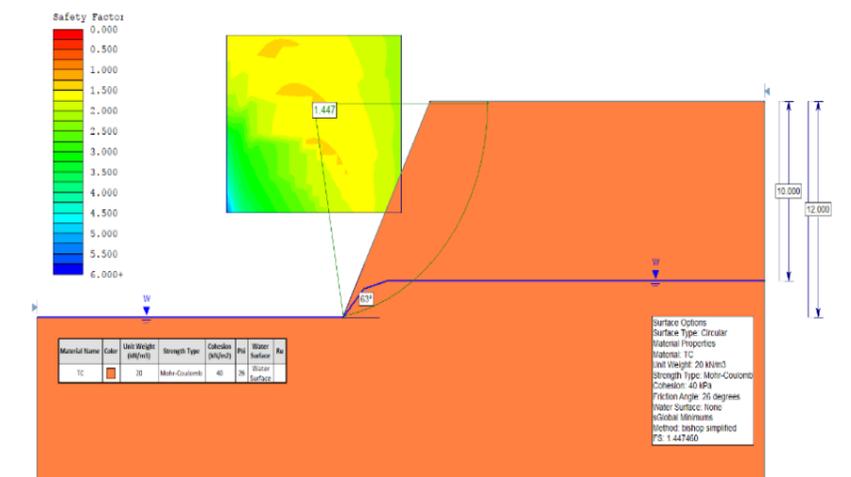
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



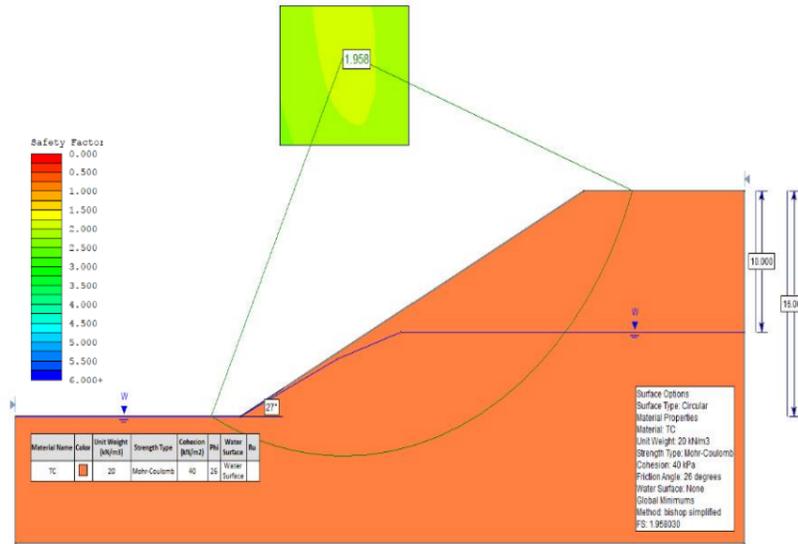
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



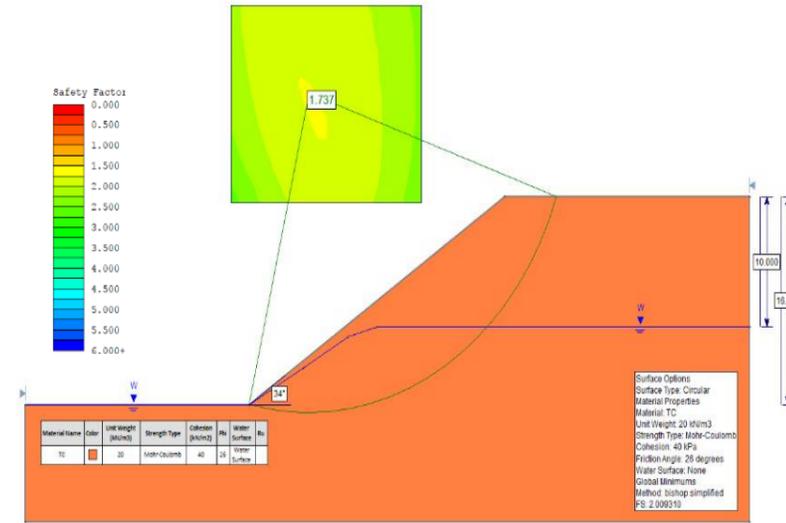
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



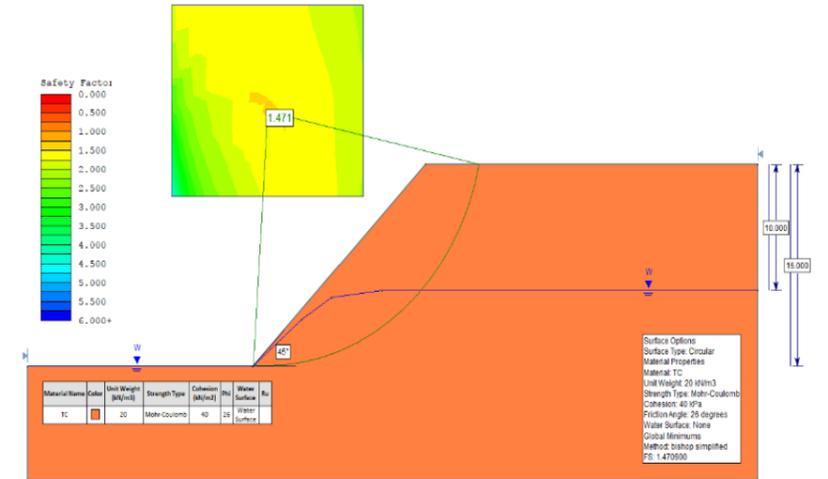
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



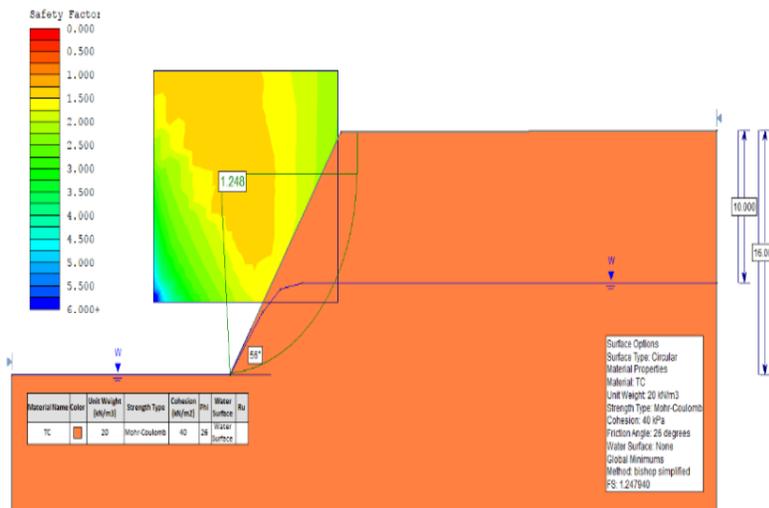
Altura: 16 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



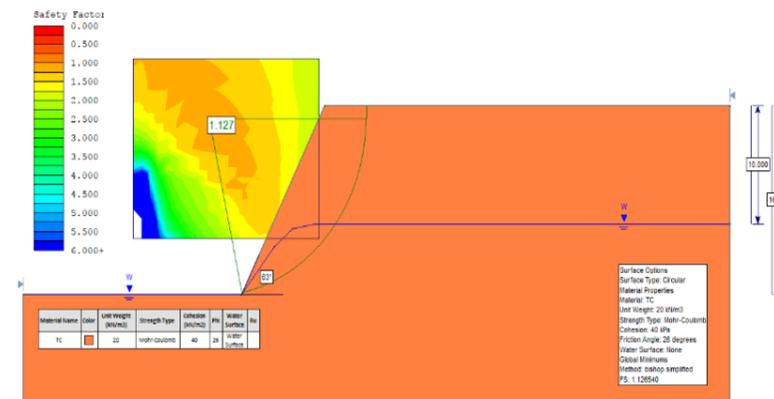
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



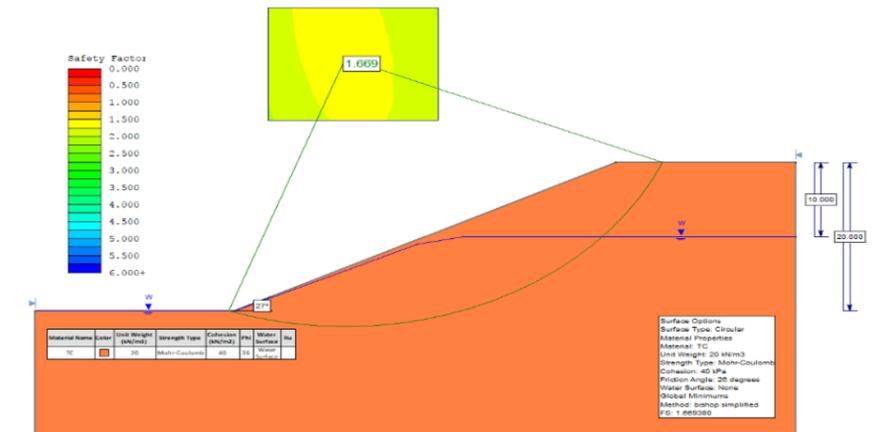
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



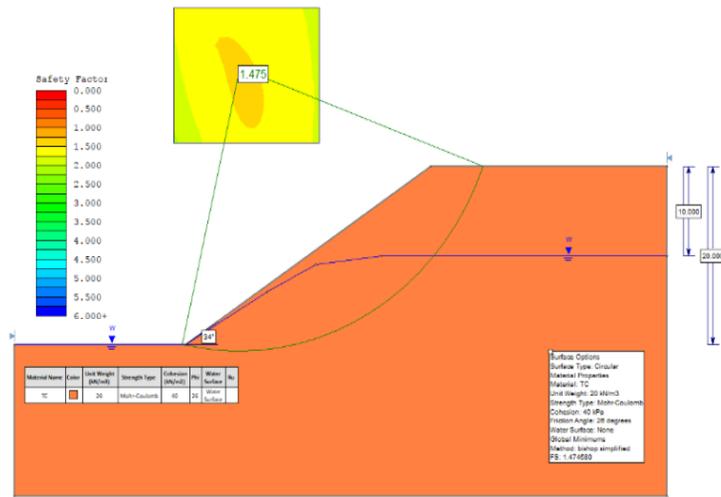
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



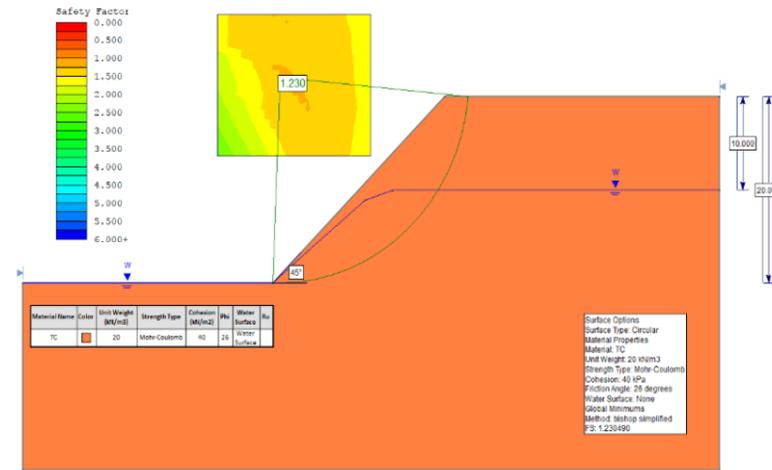
Altura: 20 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



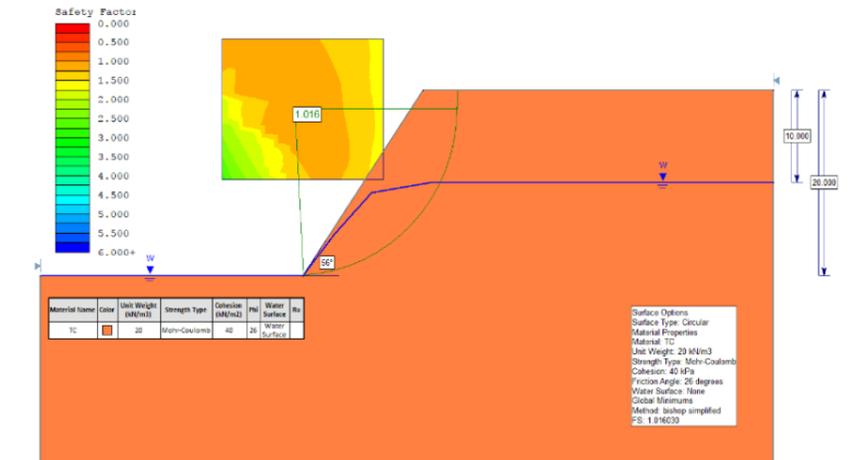
Altura: 20 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



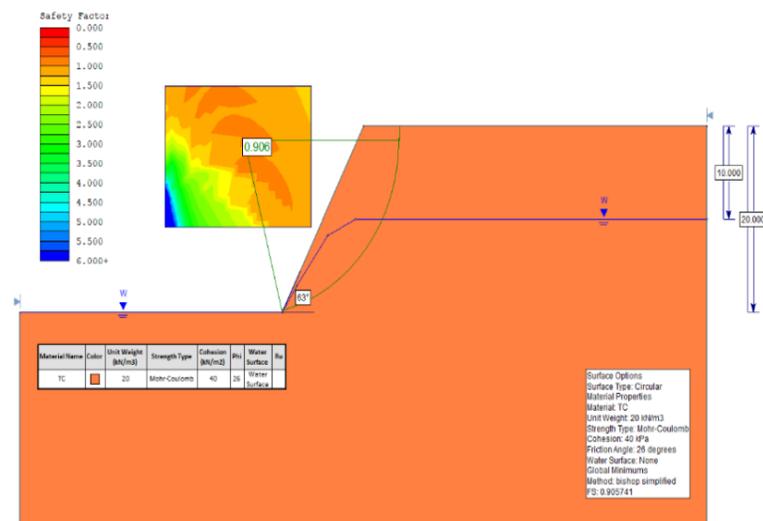
Altura: 20 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



Altura: 20 m; Inclinación: 2H:3V (56°)

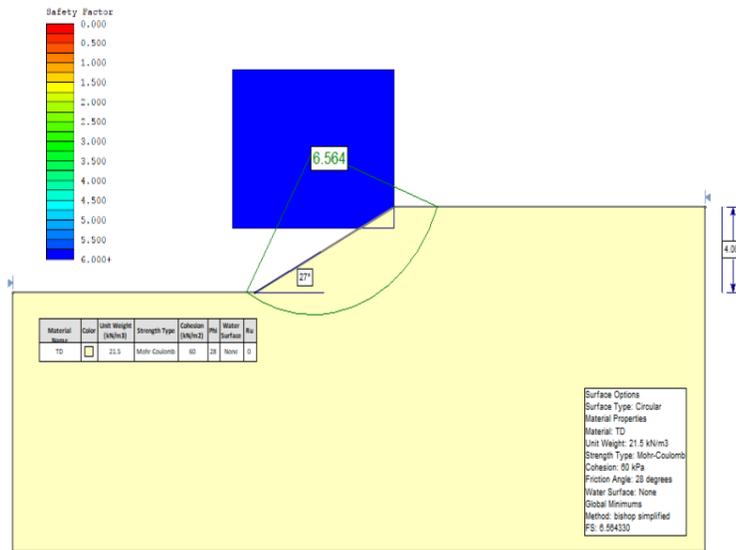


Altura: 20 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

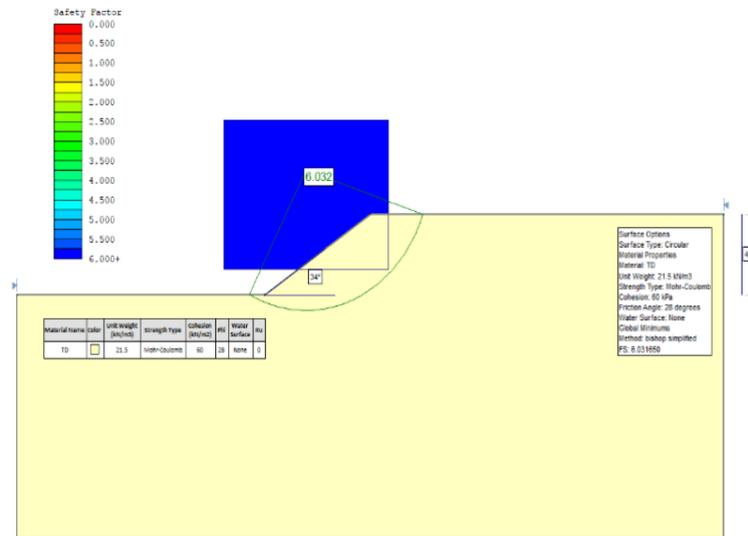


SIN PRESENCIA DE NIVEL FRÁTICO

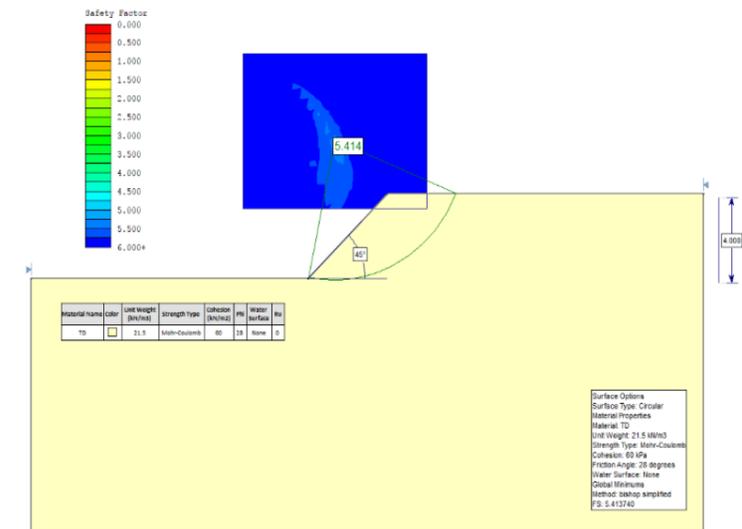
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



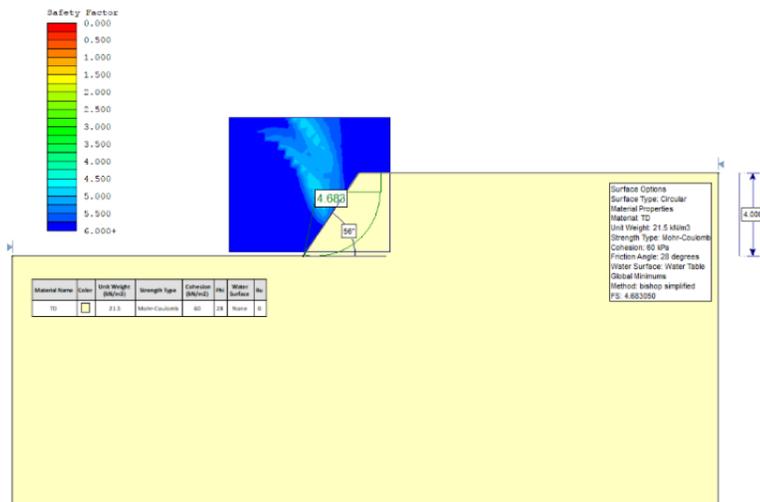
Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



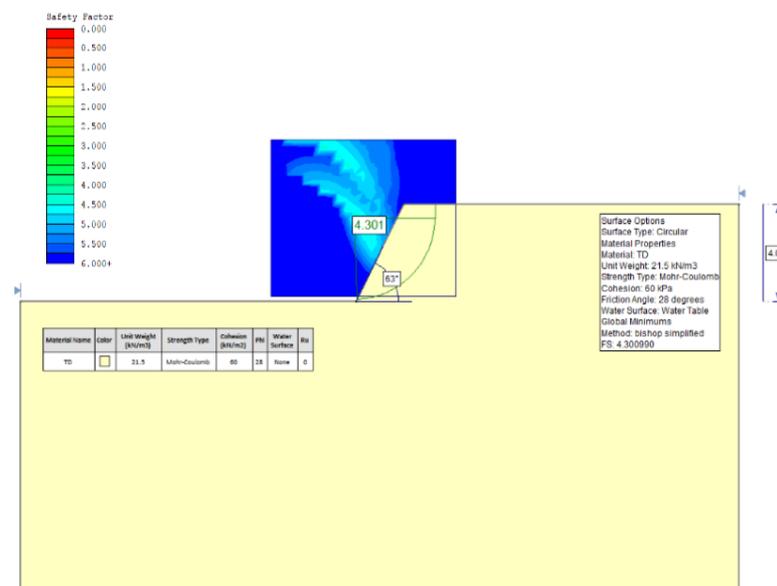
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



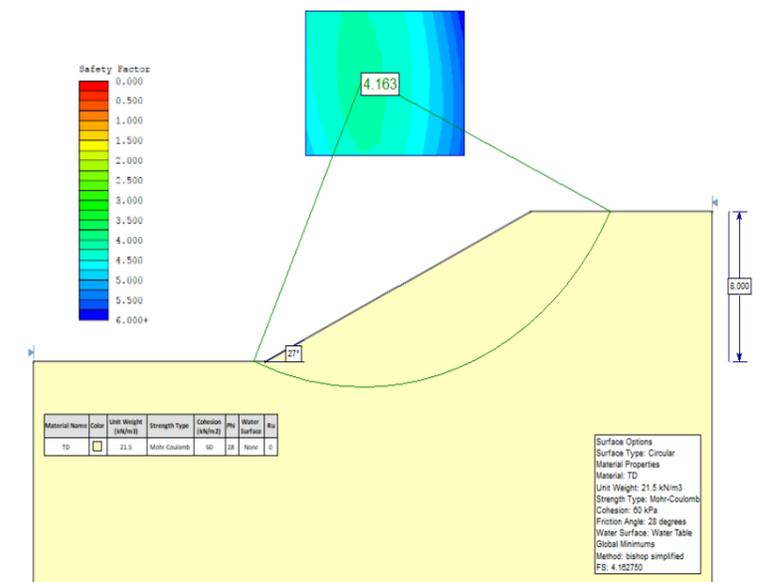
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



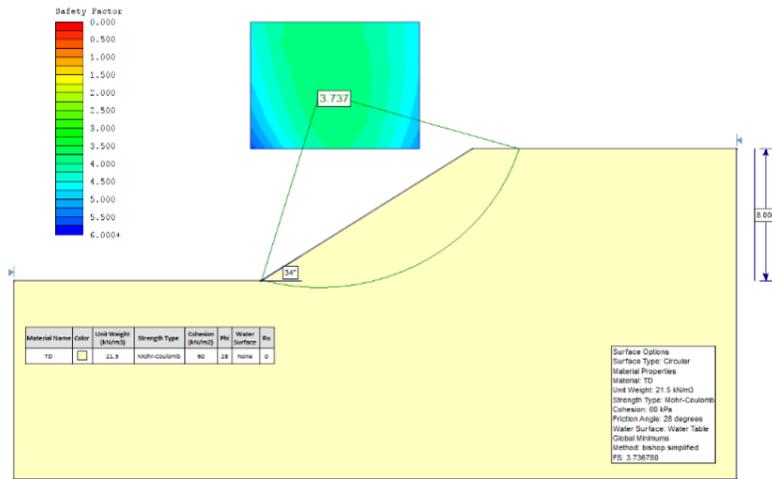
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



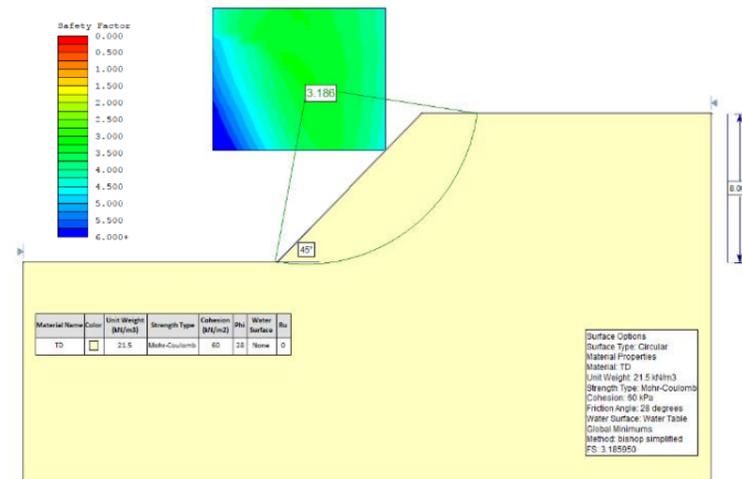
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



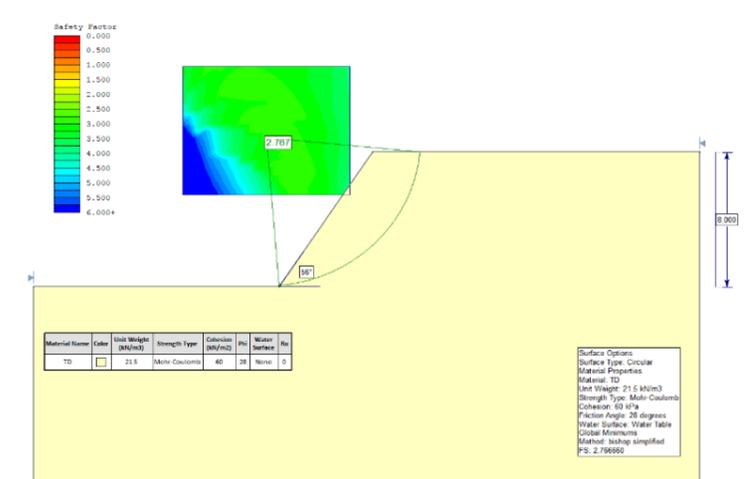
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



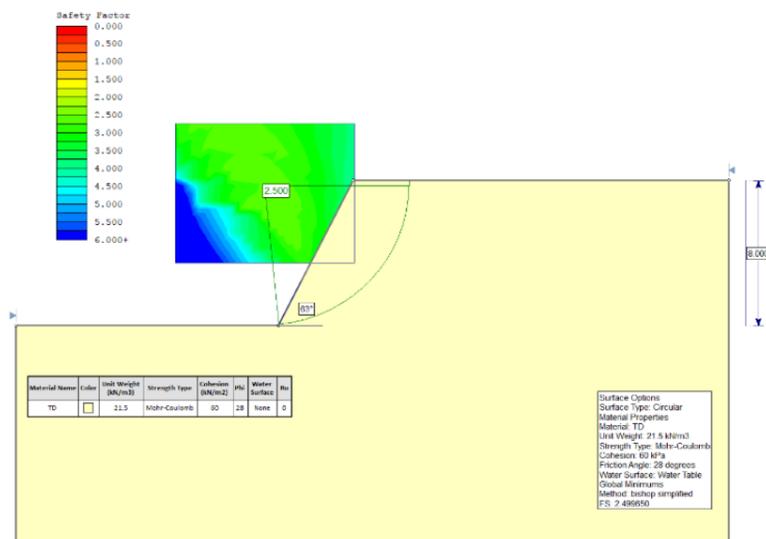
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



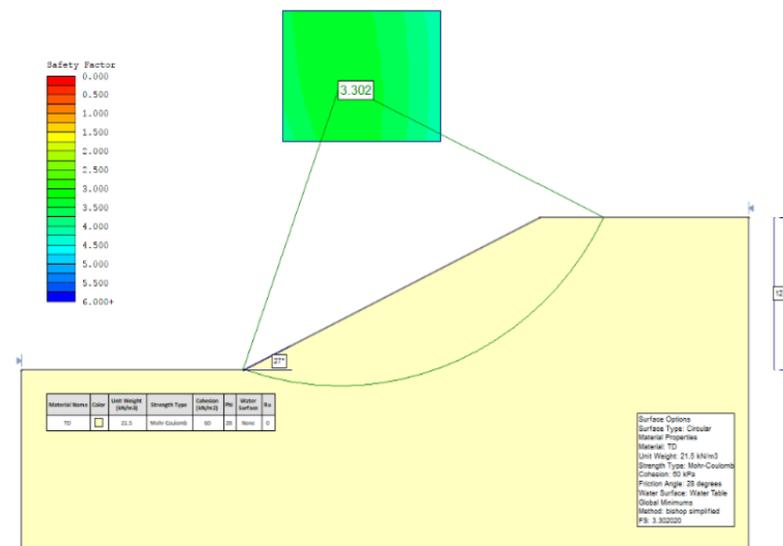
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



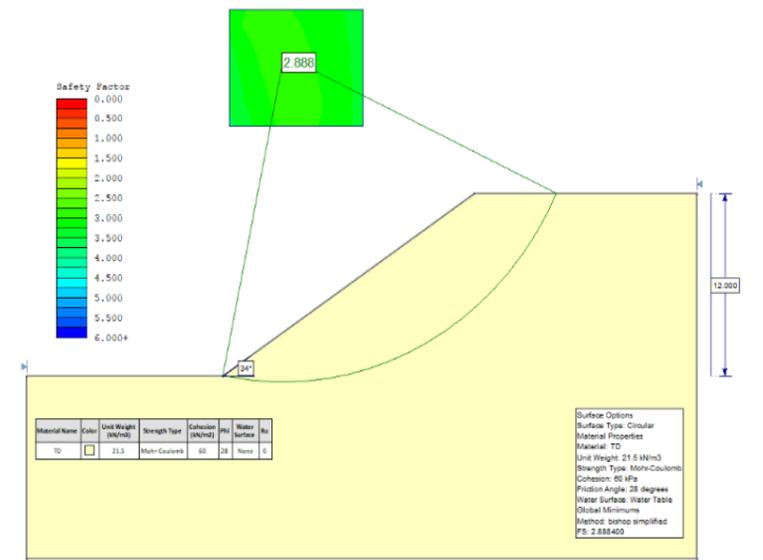
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



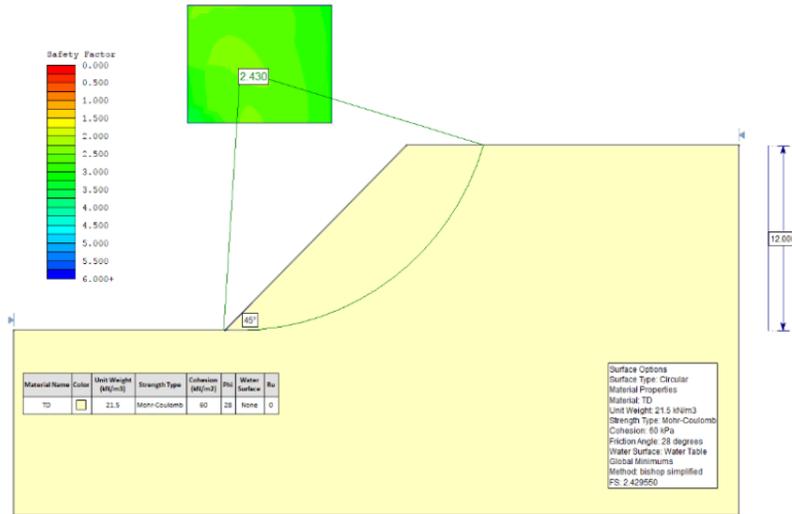
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



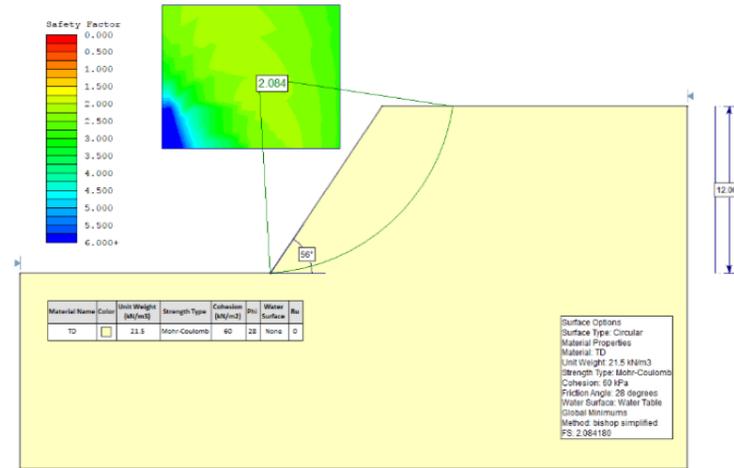
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



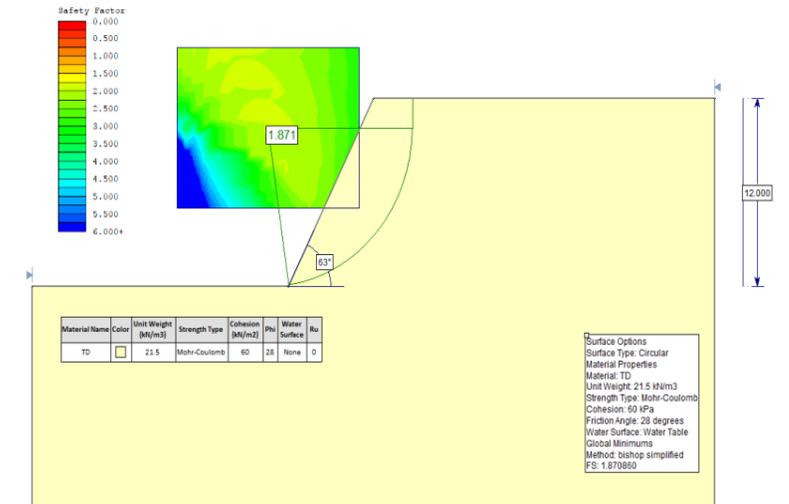
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



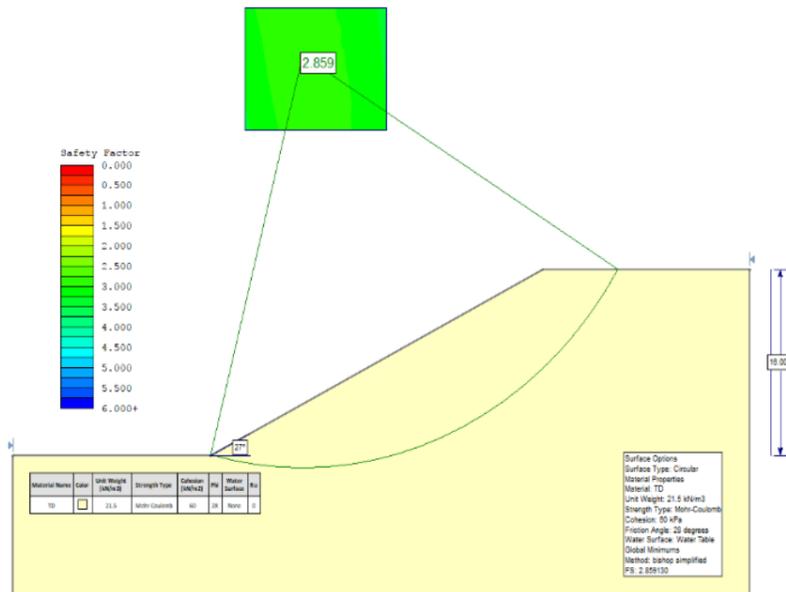
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



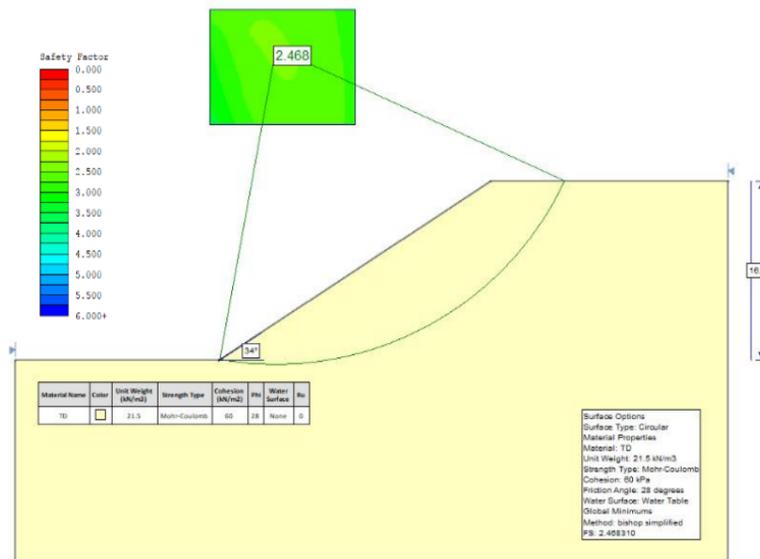
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



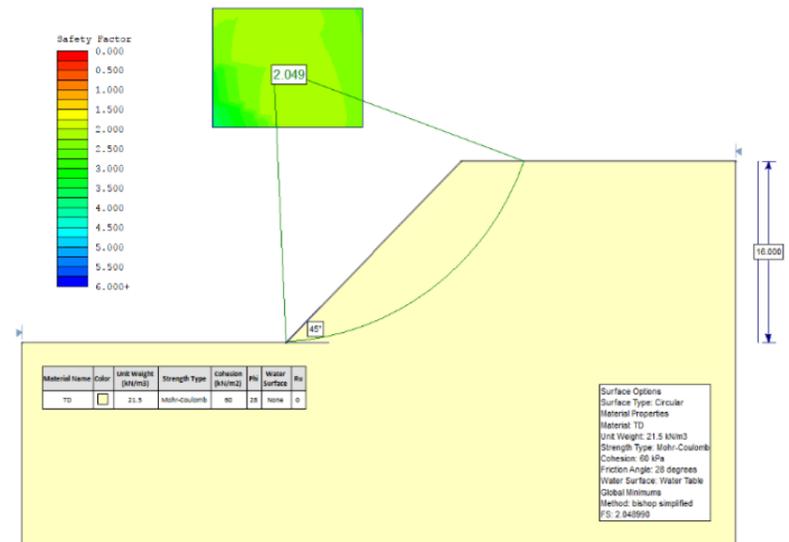
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



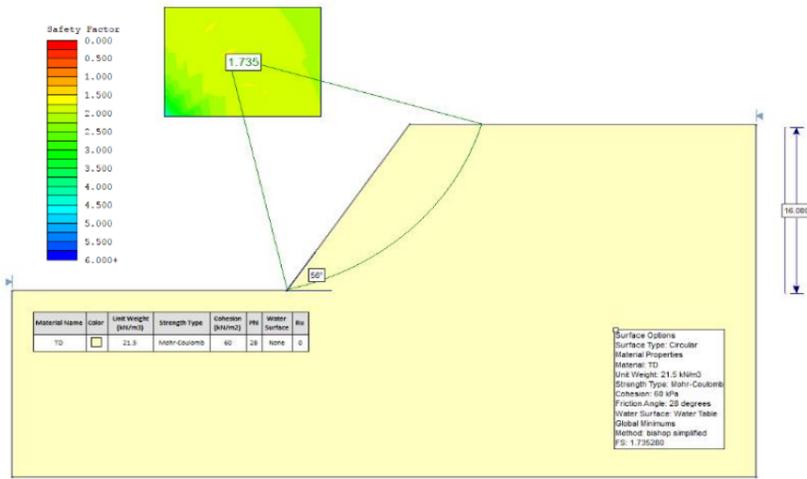
Altura: 16 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



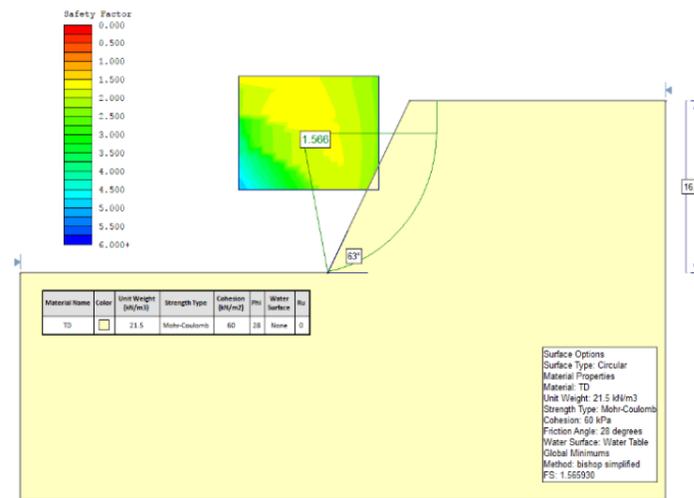
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



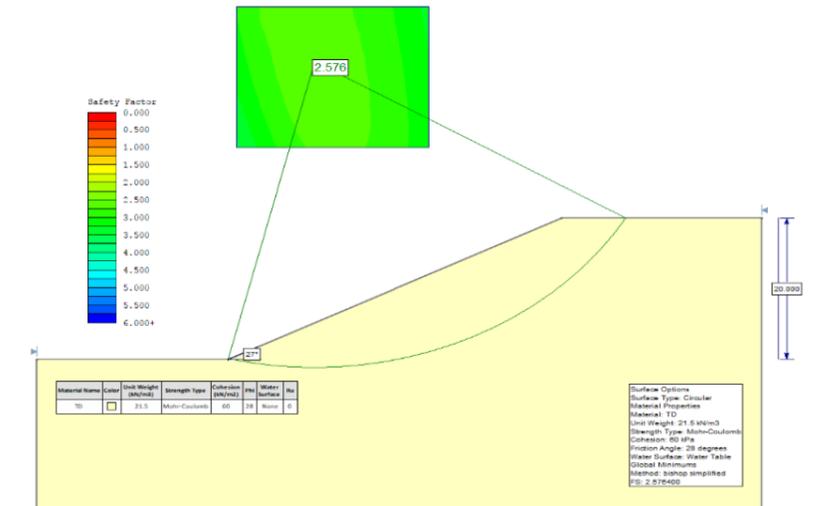
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



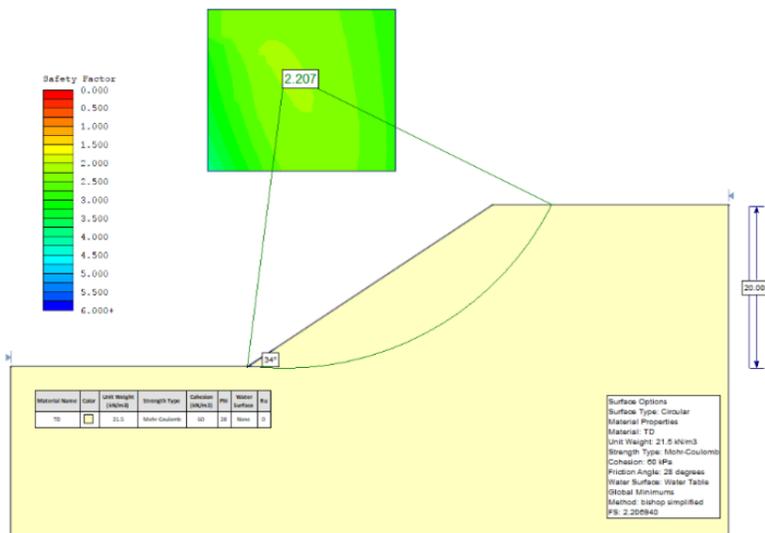
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



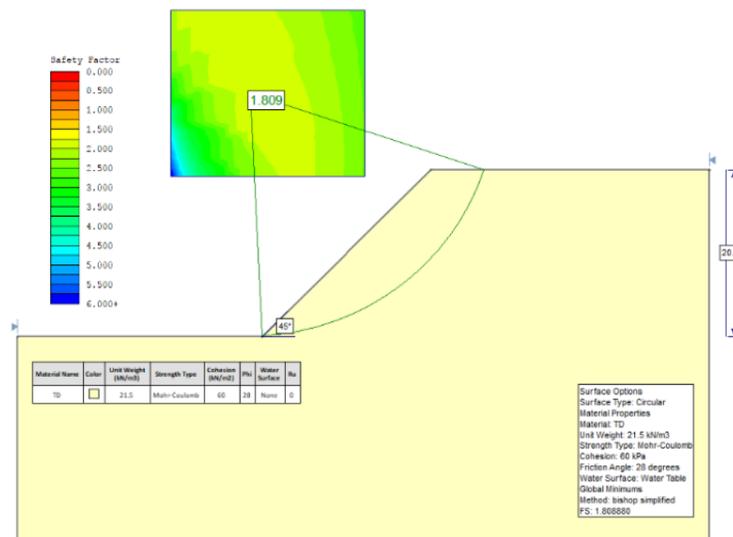
Altura: 20 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



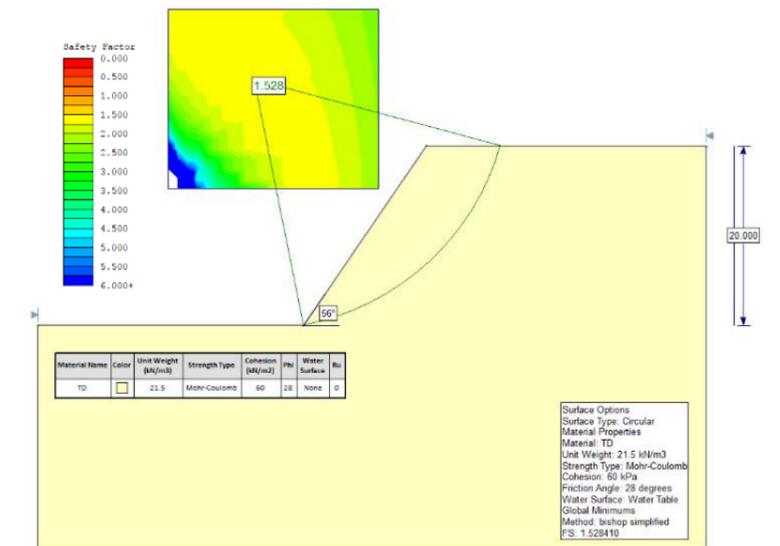
Altura: 20 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



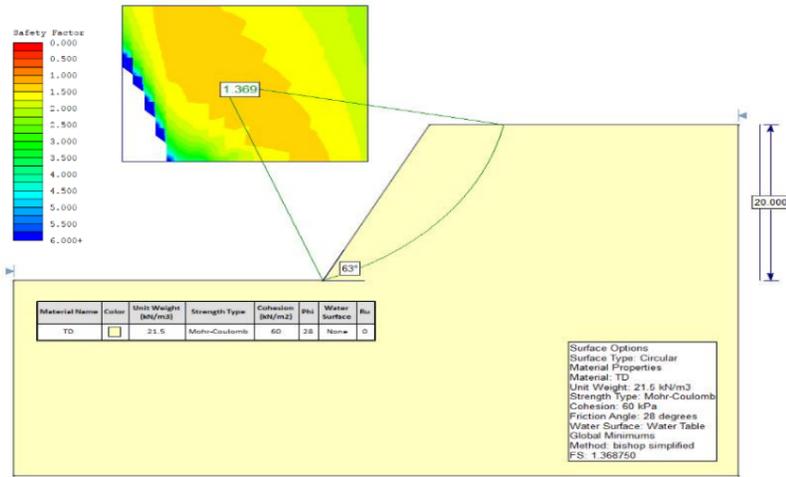
Altura: 20 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



Altura: 20 m; Inclinación: 2H:3V (56°)

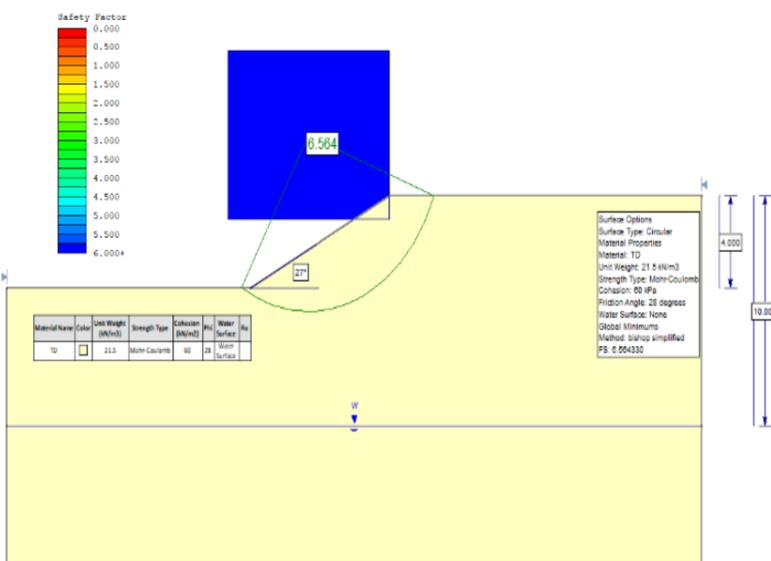


Altura: 20 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

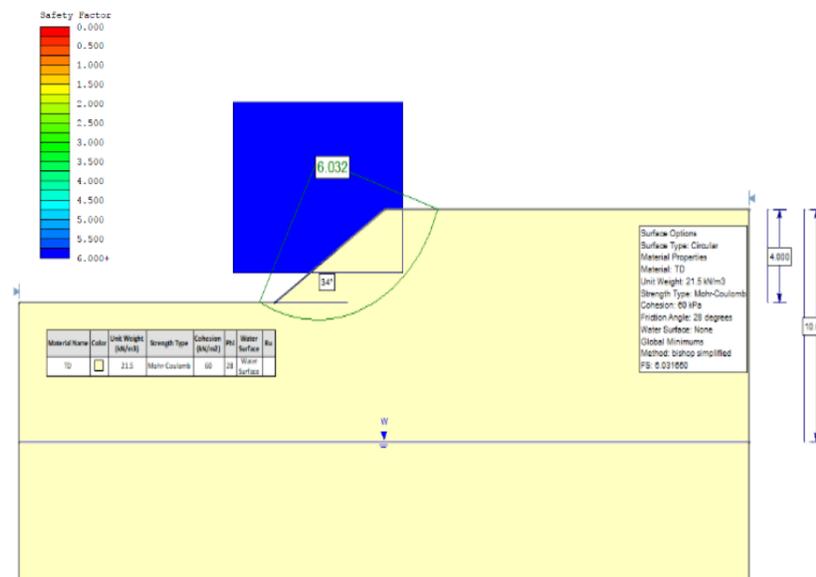


CON PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO

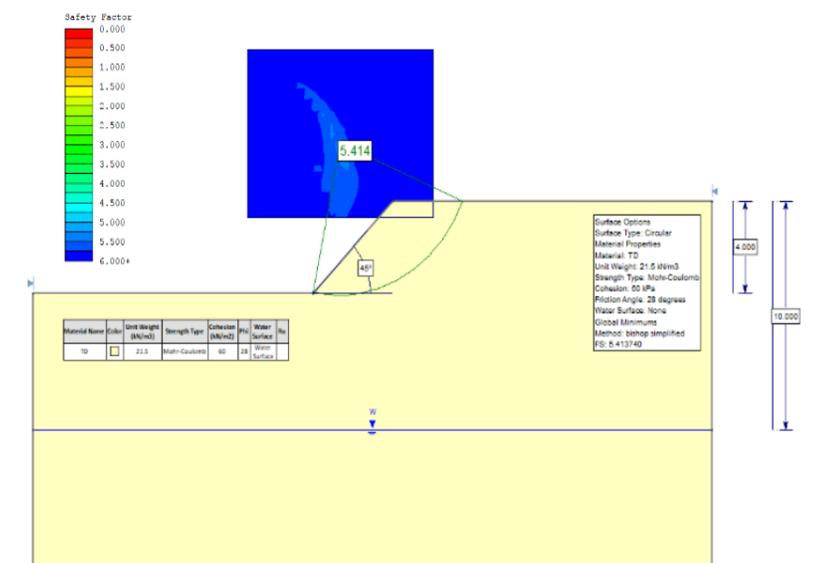
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



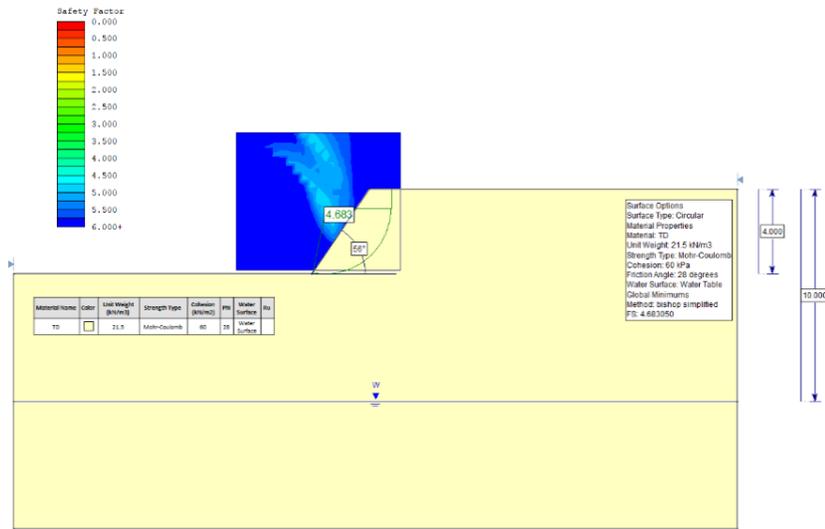
Altura: 4 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



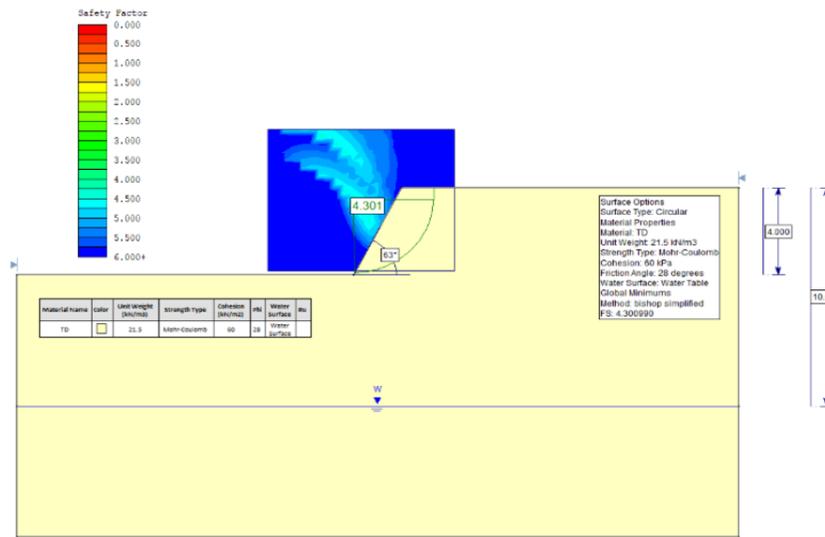
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



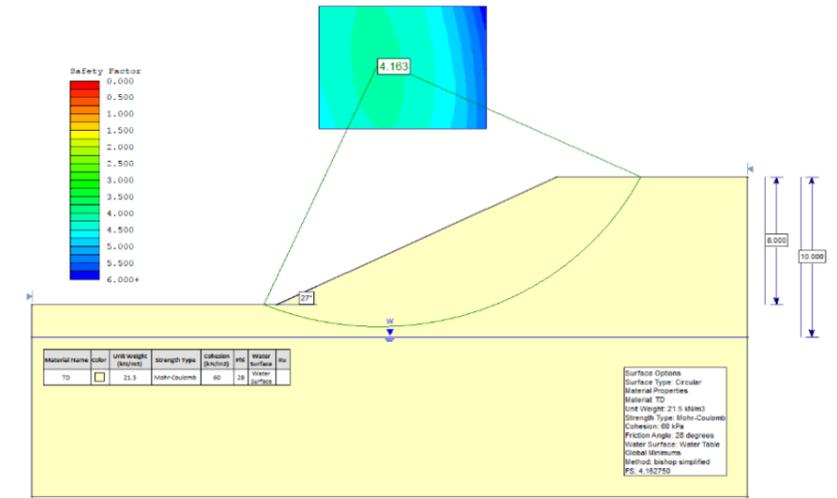
Altura: 4 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



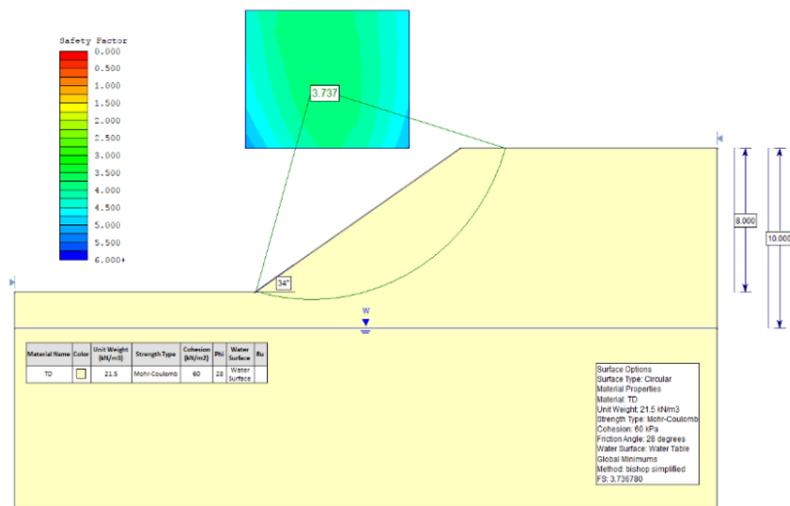
Altura: 4 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



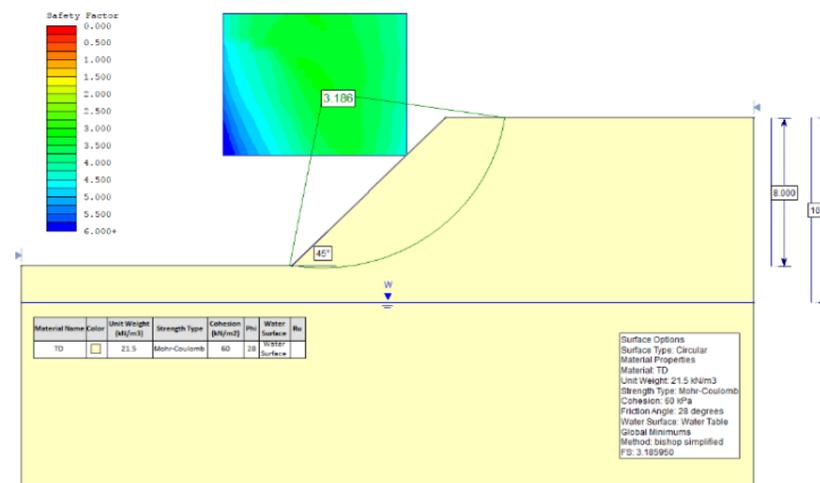
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



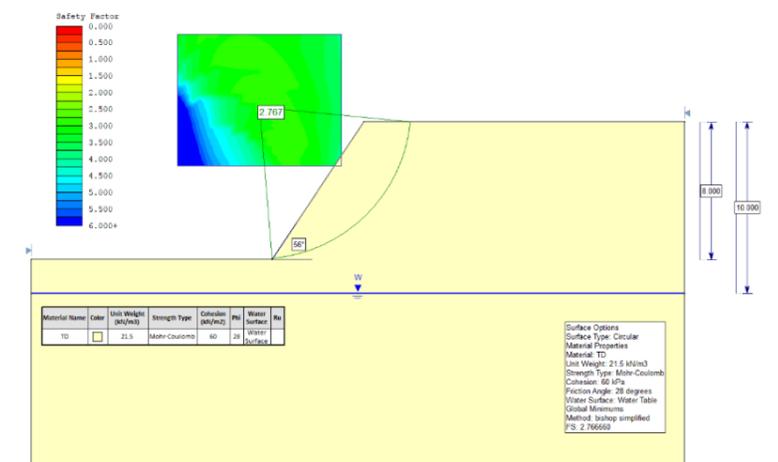
Altura: 8 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



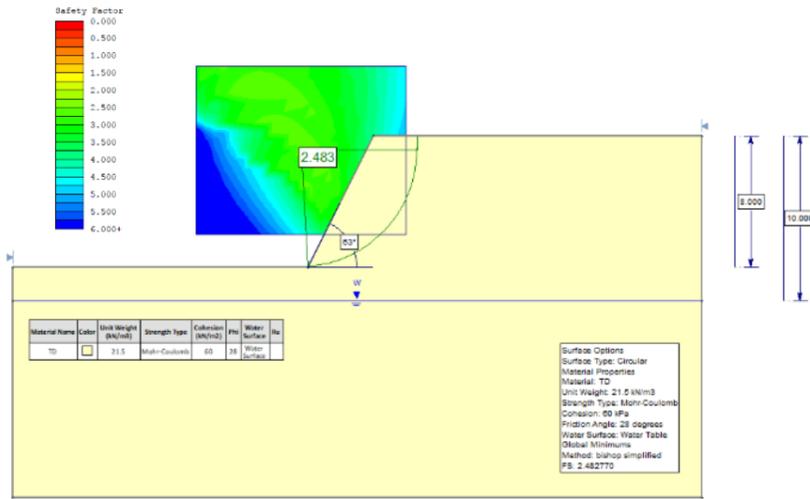
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



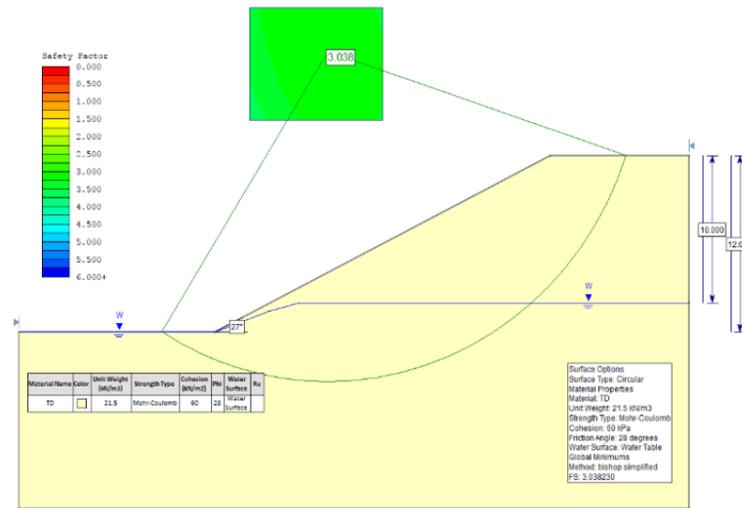
Altura: 8 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



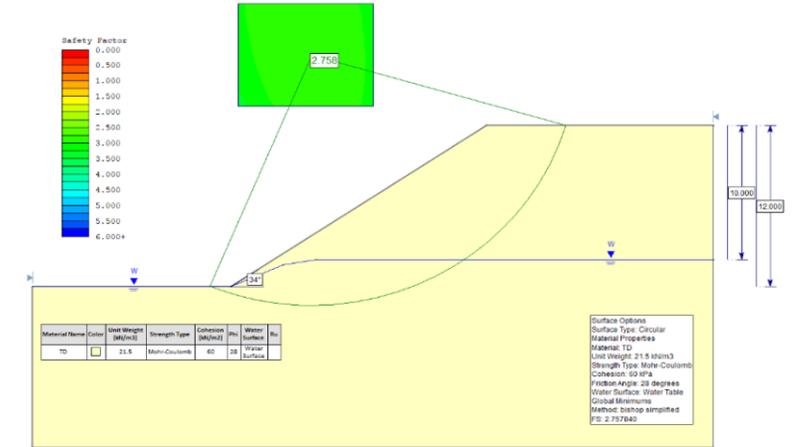
Altura: 8 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



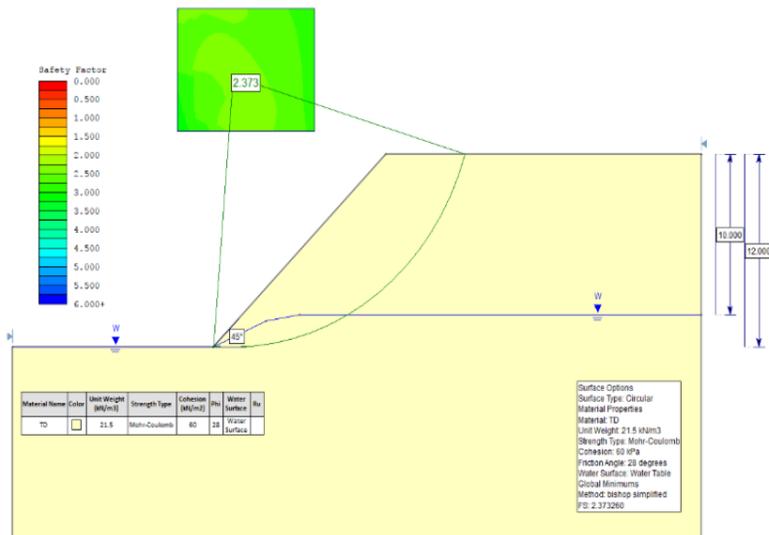
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



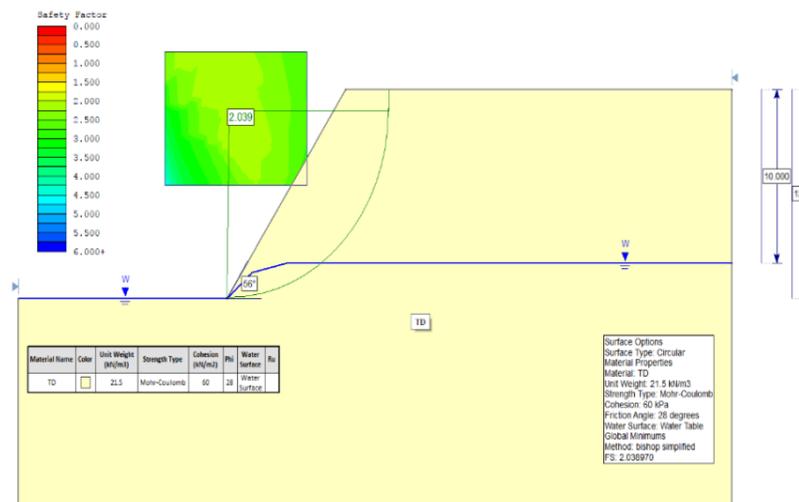
Altura: 12 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



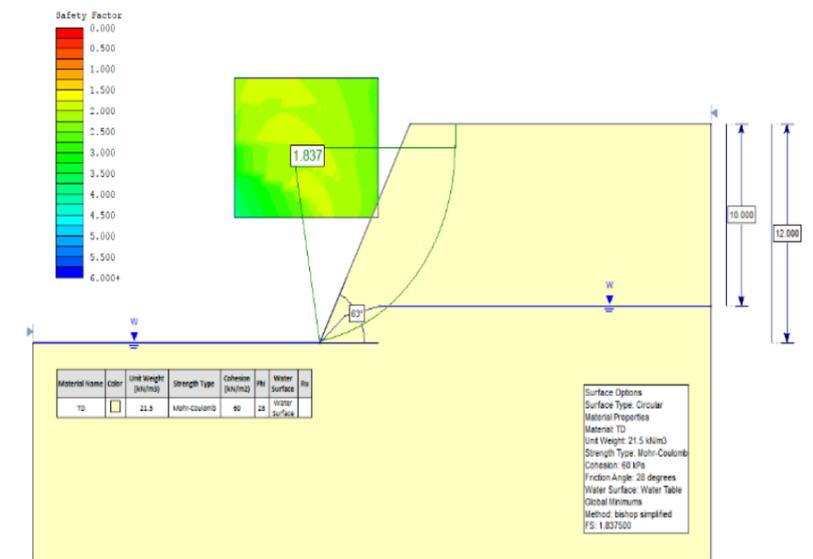
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



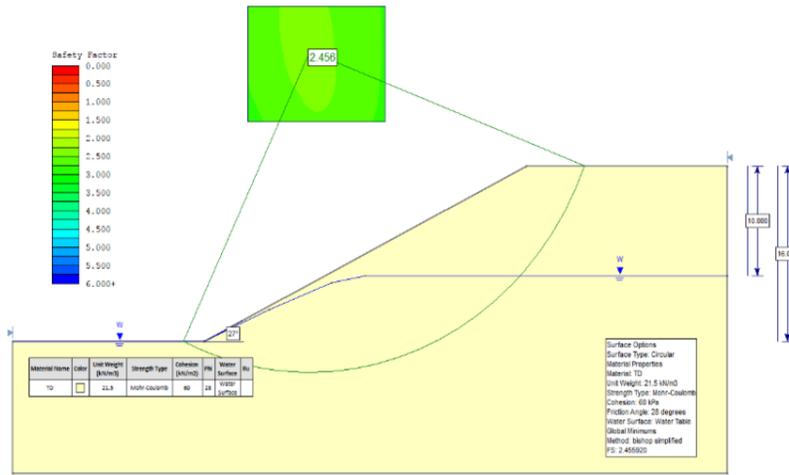
Altura: 12 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



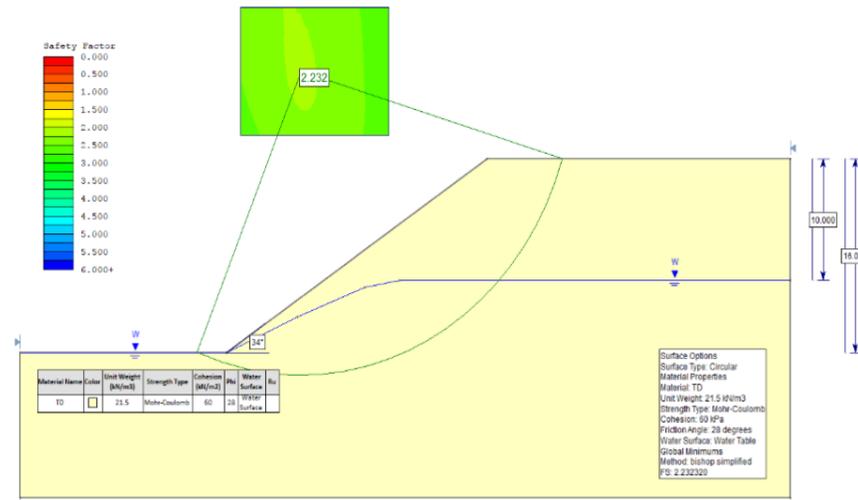
Altura: 12 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



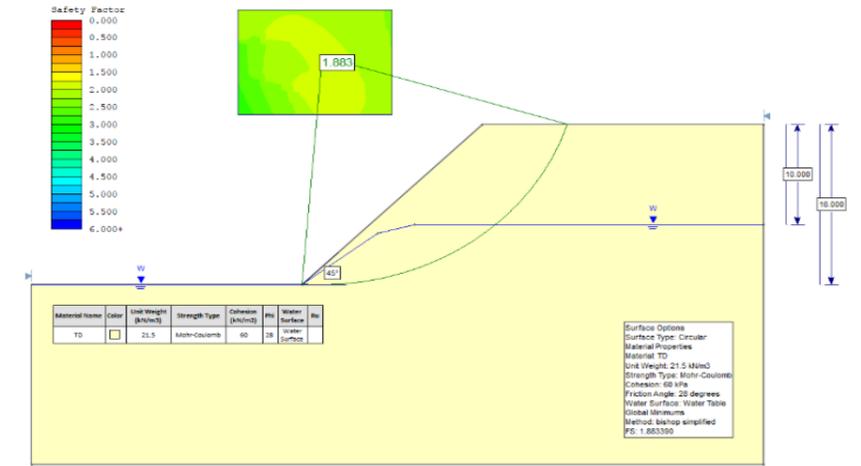
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



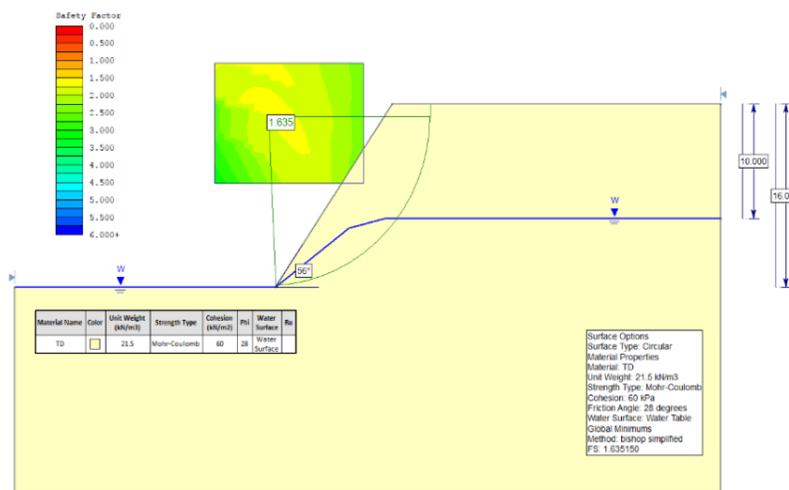
Altura: 16 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



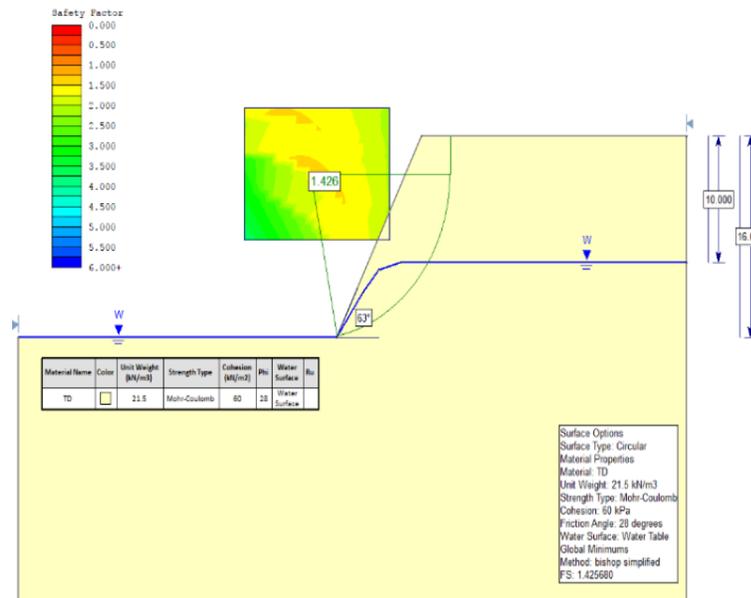
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



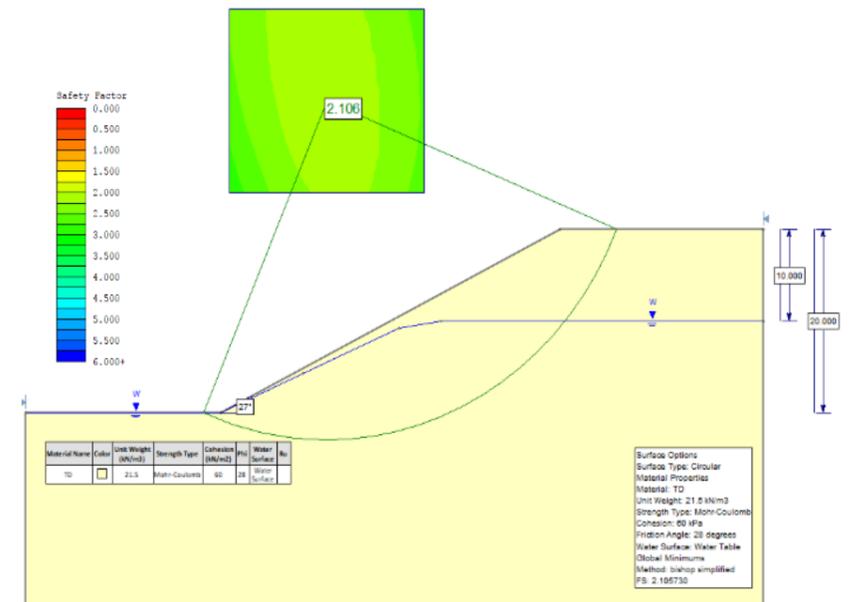
Altura: 16 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



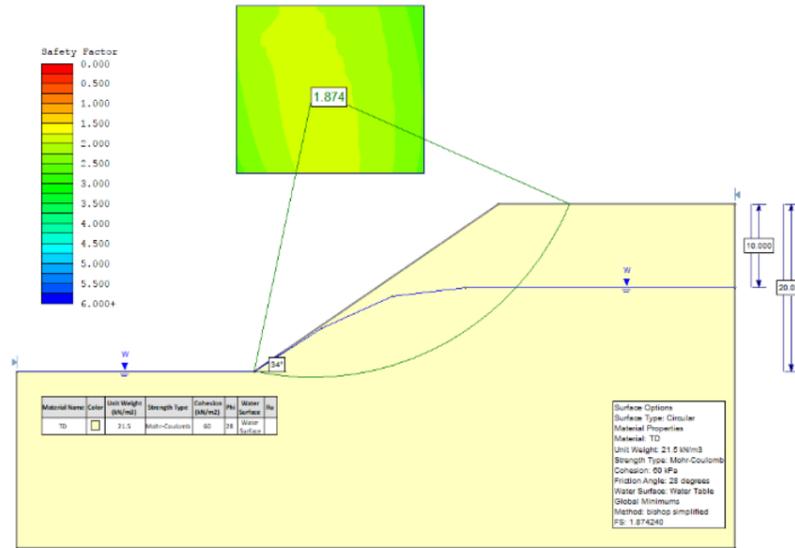
Altura: 16 m; Inclinación: 1H:2V (63°)



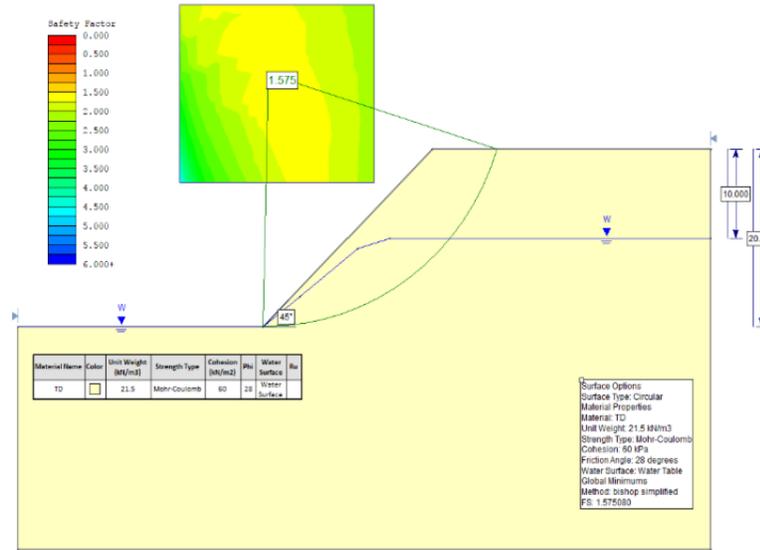
Altura: 20 m; Inclinación: 2H:1V (27°)



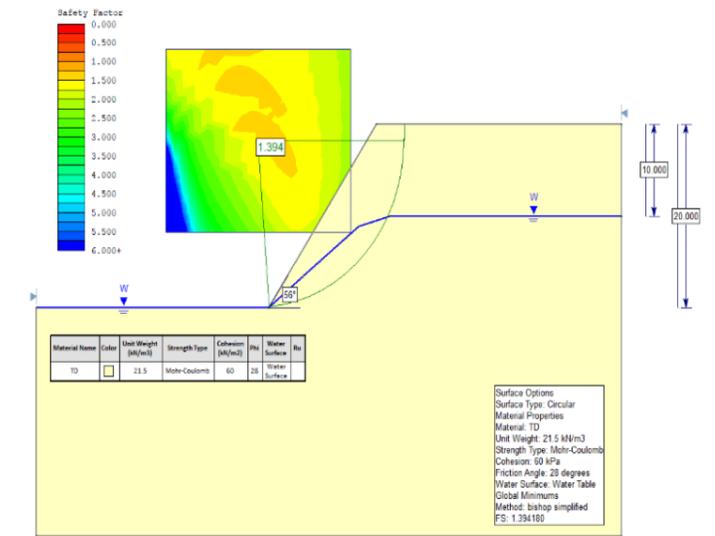
Altura: 20 m; Inclinación: 3H:2V (34°)



Altura: 20 m; Inclinación: 1H:1V (45°)



Altura: 20 m; Inclinación: 2H:3V (56°)



Altura: 20 m; Inclinación: 1H:2V (63°)

