



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Trabajo realizado por:

Jone Rodríguez Hervas

Dirigido:

Almudena Da Costa

Titulación:

**Máster Universitario en
Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos**

Santander, febrero de 2018

TRABAJO FINAL DE MASTER

TÍTULO: Modelización numérica de un terraplén experimental en Mogro

AUTORA: Jone Rodriguez Hervas

DIRECTORA: Almudena Da Costa

CONVOCATORIO: Febrero 2018

PALABRAS CLAVE: Suelo, Blando, Terraplén, Experimental, Mogro, Estabilidad, Capacidad portante, Arcillas, Turba, Estudio, Resistencia, Edómetro

El crecimiento que se ha producido en torno a los núcleos urbanos, especialmente en las zonas costeras de los países, así como la necesidad de proyectar nuevas infraestructuras de comunicación de distinta índole como carreteras, conexiones ferroviarias, así como el desarrollo de zonas residenciales y/o industriales ha generado la necesidad de tener que plantear construcciones sobre suelos blandos.

Sin embargo, los suelos de consistencia poseen diversos inconvenientes los cuales se deben afrontar de forma eficiente para no tener problemas de inestabilidad en las estructuras que sustentan. Los problemas fundamentales están relacionados con su baja capacidad portante y elevada deformabilidad. Esto genera que no tengan suficiente resistencia para soportar grandes cargas y sufren fuertes deformaciones, dando lugar a descensos importantes de la cimentación.

El objetivo del presente proyecto es analizar los resultados que se obtuvieron en la construcción de un terraplén experimental que se ejecutó Mogro en 1986 ligado a la ejecución de la autovía Torrelavega-Santander. Este estudio se encontraba dentro del proyecto de investigación *“Caracterización geomecánica de los sedimentos blandos que rodean la bahía de Santander”*.

Es de vital importancia que, a la hora de llevar a cabo una construcción sobre este tipo de suelos, se afronten de forma eficiente los problemas que conllevan para evitar la generación de inestabilidades en las estructuras que sustentan. Debido a esto, es importante conocer las propiedades del terreno lo más precisamente posible con el fin de apurar su capacidad portante y que no se produzcan movimientos excesivos que puedan comprometer la estabilidad de la construcción que sustentan.

En primer lugar, se ha llevado a cabo una recopilación de información acerca de terraplenes experimentales construidos, así como sobre los modelos de comportamiento empleados en estos en este tipo de suelo, para poder escoger el que mejor se adapte.

Una vez finalizada la etapa de recopilación de información, se ha pasado a analizar los ensayos in-situ así como los ensayos de identificación, triaxiales, edométricos que se ejecutaron con el fin de caracterizar el terreno.

De los ensayos de identificación se ha obtenido que la humedad existente es superior al límite líquido prácticamente la totalidad del suelo, siendo ligeramente inferior en los dos primeros metros. A tres metros de profundidad, la humedad del suelo es muy superior al límite líquido, lo que puede dar pistas acerca de cuál será el estrato más débil. También se observa como ambos parámetros se estabilizan con la profundidad.

Respecto a los parámetros edométricos, los valores de los coeficientes de compresión e hinchamiento se mantienen constantes con la profundidad excepto en el tramo comprendido entre los 2 y 4 metros de en los que aumentan considerablemente el valor de los parámetros, lo cual da indicios acerca de cuál es el estrato con mayor deformabilidad. Se tiene un valor medio de 0,52 para C_c y 0,08 para C_s , excepto en el tramo entorno a los tres metros de profundidad donde se alcanzan valores de 2,52 y 0,19 para C_c y C_s respectivamente. De los ensayos triaxiales, se ha obtenido los parámetros de resistencia efectivos c y ϕ y la resistencia al corte sin drenaje c_u .

Una vez obtenidos los parámetros de los ensayos edométricos y triaxiales, el siguiente paso es la determinación de los parámetros que rigen el modelo de comportamiento escogido. En este ha sido el modelo Cam Clay Modificado donde los parámetros necesarios son λ , k y M , los cuales se determinan a partir de los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio anteriormente citados.

Una vez obtenidos los parámetros característicos del suelo, se ha construido el modelo de elementos finitos del PLAXIS con el objetivo de afinar el modelo de comportamiento del suelo y poder predecir los asentamientos que se van a producir. La simulación de aplicación de la carga en el modelo ha sido de forma escalonada y sin drenaje.

Como consecuencia de todo el proceso, se obtiene un modelo de comportamiento aplicable al suelo en que se puede tener la evolución de los asentamientos y presiones intersticiales en el terreno, así como sus parámetros resistentes. De esta manera, se puede conocer el comportamiento que tendrá el suelo frente a acciones externas y se podrá aprovechar al máximo su capacidad portante.

Title: Soft soils study with trial embankment in Mogro

Author: Jone Rodriguez Hervás

Director: Almudena Da Costa

Keywords: Soft, Soil, Embankment, Trial, Embankment, Clay, Settlement, Plaxis, Finite Element, Modified Cam Clay, Study

The main purpose of this project is to compare and analyse the results measured from an experimental embankment build in Mogro with those from a model of the same embankment reproduced in a FE software. The embankment mentioned above was included in the “*Caracterización geomecánica de los sedimentos blandos que rodean la bahía de Santander*” research project developed in 1986. That project was linked to the construction of Torrelavega-Santander Highway.

The development of urban areas and their surroundings especially on coastal areas, as well as communication requirements associated to these areas, have led to design of new infrastructures as roads, railways, urban and industrial developments etc. These social requirements have led to planning constructions over soft soils due to population continual increase, especially on urban areas.

However, there are some inherent drawbacks associated to soft soils and it is necessary to face them efficiently in order to avoid instability issues on the structures which are built over them. Main problems associated to soft soils are related to their low (capacidad portante) and their high deformability. This leads to a non-compliant capability for withstanding heavy loads and considerable deformations, deriving into remarkable settlements of the foundations.

The main purpose of this project is to compare and analyse the results measured from an experimental embankment build in Mogro with those from a model of the same embankment reproduced in a FE software. The embankment mentioned above was included in the “*Caracterización geomecánica de los sedimentos blandos que rodean la bahía de Santander*” research project developed in 1986. That project was linked to the construction of Torrelavega-Santander Highway.

It is crucial to face on a efficient way the problems associated to construction on these kind of soils in order to avoid instability problems on the structures which are built over them. Because of this, it is basic to know ground properties as precisely as possible trying to achieve the ground maximum (load/bearing capability) avoiding unacceptable displacements/movements that may affect the stability of structures built over them.

In first place, a research on experimental embankments has been carried out. Furthermore, attention has been paid to the ground behavioural models used to characterize this kind of soils in order to obtain which one represents which one fits better to actual ground behaviour.

After finishing collection data stage, an analysis of the in situ test as well as of the identification test results (triaxial, oedometric test developed to characterize the ground), was carried out.

It has been identified, from identification test, that water content is higher than the correspondent to the liquid limit, being slightly lower in the first meters. At three meters depth, water content is much higher than the liquid limit which is helpful to identify which could be the weaker ground layer. It is also observed that both parameters stabilize with depth.

Doing reference to oedometric parameters values both of them keep constant with depth with the exception of the layer from 2 to 4 meters depth. Within that layer the value of both parameters increases drastically which shows evidences of which stratum will suffer higher deformability. The average value for C_c is 0.52 whereas the average value for C_s is 0.08, with the exception of the layer around 3 meters depth where values of 2.52 and 0.19 are obtained for C_c and C_s respectively. The effective resistance parameters c , ϕ and undrained shear strength were obtained from triaxial tests.

Once the parameters from oedometric and triaxial tests were obtained, next step is to identify and calculate the parameters that control the ground behavioural model selected. In this case it was the Modified Cam-Clay where the required parameters are λ , k y M which come from the results of the laboratory test previously mentioned.

With the aim of identifying these characteristics the analysis of soft soils through the execution of experimental embankments appear. Experimental embankments are monitored, and several measuring and control instruments are placed on them with the intention of establish the behaviour of the system. Monitoring instruments record real data about several parameters that drive the behaviour of the embankment.

In order to obtain a precise resistance characterization of the soil under the embankment built in Mogro, an analysis of the data, obtained for several parameters and from different test, was developed. Those test were developed both, on site and in the laboratory, with the aim of finish with a proper characterization of the ground that was being studied.

Once the ground characteristic parameters were defined, a Finite Element model was produced using Plaxis software with the aim of refine the ground behavioural model and be able to define which settlements will occur. The load application in the simulation was done by stages and under undrained conditions.

As a consequence of the whole process, a ground behavioural model applicable to this soil is obtained. This model allows to predict the evolution of settlements and pore water pressures as well as the strength parameters of the ground. This model makes possible to know which the behaviour of the ground will be against external actions and will make possible to use ground maximum bearing capacity.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Autora: Jone Rodriguez Hervás

Proyecto final del Máster en ICCP

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos de Santander



CONTENIDO

1	<u>GENERAL</u>	5
2	<u>ESTADO DEL CONOCIMIENTO</u>	8
2.1	ESTUDIOS SOBRE TERRAPLENES EXPERIMENTALES	8
2.2	RELACIONES EMPÍRICAS PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEFORMACIONALES DE SUELOS BAJO CARGAS CONFINADAS	11
2.3	MODELOS DE COMPORTAMIENTO	13
2.4	MODELO CAM CLAY MODIFICADO	16
2.4.1	FORMULACIÓN DEL MODELO CAM CLAY MODIFICADO	18
2.4.2	PARÁMETROS DEL MODELO CAM CLAY MODIFICADO	19
3	<u>TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO</u>	21
3.1	INTRODUCCIÓN	21
3.2	GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA	21
3.3	ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO	23
3.3.1	INTRODUCCIÓN	23
3.3.2	SONDEOS S1 Y S2: DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y LITOLÓGICA DE LA ZONA DE TRABAJO	24
3.3.3	ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y ESTADO	26
3.3.4	ENSAYO TRIAXIAL. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO	28
3.3.5	ENSAYO EDMÉTRICO. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.	32
4	<u>AUSCULTACIÓN DEL TERRAPLÉN</u>	37
4.1	INTRODUCCIÓN	37
4.2	PLACAS DE ASIENTO	37
4.3	INCLINÓMETROS	38
4.4	PIEZÓMETROS	39
4.4.1	PIEZÓMETROS ELÉCTRICOS	39
4.4.2	PIEZÓMETROS NEUMÁTICOS	40
4.5	CÉLULAS DE PRESIÓN DE TIERRAS	41
4.6	VARILLAS DE CONTROL	41



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



4.7	CONTROL TOPOGRÁFICO DE MOVIMIENTOS	42
5	MODELO NUMÉRICO DE CÁLCULO	43
5.1	INTRODUCCIÓN	43
5.2	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MODELO	43
5.3	ANÁLISIS PREVIO SOBRE EL TIPO DE CÁLCULO A REALIZAR	44
5.3.1	MODELO ESTUDIADO	44
5.3.2	ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO SIN DRENAJE	45
5.3.3	ANÁLISIS DE TENSIONES EFECTIVAS CON PARÁMETROS EFECTIVOS	46
5.3.4	TERRAPLÉN APLICADO EN UNA FASE SIN CONSOLIDACIÓN Y SIN DRENAJE	47
5.3.5	TERRAPLÉN EJECUTADO CONSIDERANDO LA CONSOLIDACIÓN DEL TERRENO	48
5.3.6	CONCLUSIÓN	53
5.4	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO EMPLEADO	54
5.4.1	INTRODUCCIÓN DEL MODELO DEL SUELO	54
5.4.2	APLICACIÓN DE LA CARGA	56
5.4.3	CONDICIONES DE CONTORNO	57
5.4.4	GENERAR LA MALLA	58
5.4.5	CONDICIONES INICIALES	59
5.4.6	FASES DE CÁLCULO	59
5.5	RESULTADOS DEL CÁLCULO CON LOS PARÁMETROS ESTIMADOS	61
5.5.1	ASIENTOS BAJO EL TERRAPLÉN	61
5.5.2	PRESIONES INTERSTICIALES	62
5.6	MODELO AJUSTADO	64
5.7	RESULTADOS MODELO AJUSTADO	64
5.7.1	ASIENTOS BAJO EL TERRAPLÉN	64
5.7.2	PRESIONES INTERSTICIALES	65
5.7.3	ANÁLISIS DE LA ROTURA	67
6	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE DESARROLLO	68
7	BIBLIOGRAFÍA	69



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

IMAGEN 1 BALASUBRAMANIAN ET AL. ESTUDIO DE ASIENTOS BAJO UN TERRAPLÉN SOBRE SUELOS BLANDOS. _____	8
IMAGEN 2 COMPARATIVO MODELOS HS Y MC _____	15
IMAGEN 3 COMPARATIVO SSC Y SS EN TERRAPLÉN EJECUTADO CON DRENAJE _____	15
IMAGEN 4 COMPARATIVO MODELOS SSC Y SS EN TERRAPLÉN EJECUTADO SIN DRENAJE _____	16
IMAGEN 5 SUPERFICIE DE FLUENCIA DE MODELO CAM CLAY ORIGINAL _____	16
IMAGEN 6 SUPERFICIE DE FLUENCIA DEL MODELO CAM-CLAY MODIFICADO _____	17
IMAGEN 7 REPRESENTACIÓN DE LA RELACIÓN DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA-LOG P DE CCM _____	18
IMAGEN 8 SUPERFICIE DE PLASTIFICACIÓN DEL MODELO CAM CLAY MODIFICADO _____	19
IMAGEN 9 UBICACIÓN DEL TERRAPLÉN _____	22
IMAGEN 10 ZONA DE ACTUACIÓN _____	22
IMAGEN 11 UBICACIÓN DEL TERRAPLÉN _____	22
IMAGEN 12 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE MOLINETE _____	23
IMAGEN 13 PERFIL DEL TERRENO _____	24
IMAGEN 14 COMPARACIÓN DEL LÍMITE LIQUIDO Y HUMEDAD DEL SUELO _____	28
IMAGEN 15 REPRESENTACIÓN GRÁFICA ENSAYO TRIAXIAL C-U _____	29
IMAGEN 16 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL ENSAYO U-U _____	29
IMAGEN 17 VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE CON LA PROFUNDIDAD _____	31
IMAGEN 18 COMPARATIVO ENSAYO TRIAXIAL Y ENSAYO DE MOLINETE _____	32
IMAGEN 19 PARÁMETROS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS EDOMÉTRICOS _____	35
IMAGEN 20 ESQUEMA DE UNA PLACA DE ASIENTO _____	38
IMAGEN 21 ESQUEMA DE UN INCLINÓMETRO (DESLIZAMIENTOS: ANÁLISIS GEOTÉCNICO) _____	39
IMAGEN 22 ESQUEMA GENERAL DE UN PIEZÓMETRO NEUMÁTICO (DESLIZAMIENTOS: ANÁLISIS GEOTÉCNICO) _____	40
IMAGEN 23 CÉLULAS DE PRESIÓN _____	41
IMAGEN 24 ELEMENTOS TRIANGULARES QUE CONFORMAN LA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS _____	43
IMAGEN 25 RELACIÓN TENSIÓN CARGA-DESPLAZAMIENTO _____	48
IMAGEN 26 PERFIL DEL TERRENO EMPLEADO EN EL MODELO CCM _____	54
IMAGEN 27 MODELO NUMÉRICO CON EL TERRAPLÉN _____	57
IMAGEN 28 CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO NUMÉRICO _____	58
IMAGEN 29 MALLA DEL MODELO NUMÉRICO _____	58
IMAGEN 30 CONDICIONES INICIALES DE NIVEL FREÁTICO _____	59
IMAGEN 31 COMPARACIÓN ASIENTOS AUSCULTACIÓN Y MODELO NUMÉRICO _____	62
IMAGEN 32 COMPARACIÓN RESULTADOS AUSCULTACIÓN Y MODELO NUMÉRICO DE PRESIONES INTERSTICIALES _____	63
IMAGEN 33 COMPARACIÓN DE AUSCULTACIÓN Y MODELO NUMÉRICO DE PRESIONES INTERSTICIALES _____	63



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



IMAGEN 34 COMPARACIÓN ASIENTOS AUSCULTACIÓN Y MODÉLO NUMÉRICO _____	65
IMAGEN 35 COMPARACIÓN RESULTADOS AUSCULTACIÓN Y MODELO NUMÉRICO AJUSTADO _____	66
IMAGEN 36 COMPARACIÓN DE AUSCULTACIÓN Y MODELO NUMÉRICO AJUSTADO _____	66
IMAGEN 37 SUPERFICIE DE ROTURA _____	67



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

1 GENERAL

El crecimiento que se ha producido en torno a los núcleos urbanos, especialmente en las zonas costeras de los países, así como la necesidad de ejecución de infraestructuras de comunicación de distinta índole como carreteras, conexiones ferroviarias, desarrollo de zonas residenciales y/o industriales ha generado la necesidad de tener que plantear construcciones sobre suelos blandos.

Sin embargo, los suelos de consistencia poseen diversos inconvenientes los cuales se deben afrontar de forma eficiente para no tener problemas de inestabilidad en las estructuras que sustentan. Los problemas fundamentales están relacionados con su baja capacidad portante y elevada deformabilidad. Esto genera que no tengan suficiente capacidad para soportar grandes cargas y sufren fuertes deformaciones, dando lugar a descensos importantes de la cimentación. En España, al contrario de otros países como Malasia o Tailandia, la incidencia de este tipo de suelos en la superficie del país no es muy elevada, localizándose principalmente en desembocaduras de ríos, estuarios... El inconveniente se da, cuando estas localizaciones están próximas a asentamientos urbanos, cuya expansión se debe llevar a cabo sobre estos depósitos.

Se denominan suelos blandos a terrenos compuestos por estratos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados. Al tratarse de suelos arcillosos, otra de las características es la baja permeabilidad. Esto tiene como consecuencia que sufran procesos de consolidación en lo que los asentamientos, en lugar de ser inmediatos, su evolución se dilata en el tiempo pudiendo generar problemas de estabilidad de las estructuras que sustentan.

Por lo tanto, para poder construir sobre un terreno de estas características, resulta importante conocer sus propiedades lo más precisamente posibles con el fin de apurar su capacidad portante y que no se produzcan movimientos excesivos que puedan comprometer la estabilidad de la construcción que sustentan. En muchas ocasiones, se llevan a cabo actuaciones de mejora y refuerzo de estos suelos como alternativa a la cimentación habitual llevada a cabo en estos casos.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Para poder identificar esas características, surge el estudio de terrenos blandos mediante la ejecución de terraplenes experimentales. Estos terraplenes experimentales son instrumentados con el fin de determinar el comportamiento del sistema, aportando datos reales de los distintos parámetros del terreno que determinan su comportamiento.

El presente trabajo pretende analizar el comportamiento de suelos blandos sometidos a la carga de un terraplén. En primer lugar, se llevará a cabo una introducción al tema a tratar mediante la recopilación de información acerca del comportamiento de los suelos blandos. Posteriormente, se realizará un estudio de asientos bajo un terraplén experimental ejecutado en Mogro en 1986. Este terraplén experimental, se encontraba dentro del proyecto de investigación “*Caracterización geomecánica de los sedimentos blandos que rodean la bahía de Santander*” en 1986, ligado a la ejecución de la autovía Torrelavega-Santander. Para llevar a cabo este análisis, se ejecutará un modelo de cálculo mediante un programa de elementos finitos y se compararán los datos obtenidos con el modelo con los recopilados mediante la instrumentación colocada en el terraplén.

Por lo tanto, la principal finalidad del presente trabajo se recoge en los siguientes puntos:

- Caracterización adecuada de la zona de trabajo a partir de los ensayos llevados a cabo en laboratorio e in situ
- Elaboración de un modelo numérico, con el que se puedan predecir los asientos del terreno bajo el terraplén y su ruptura

Comparación de los resultados con los obtenidos a través de la instrumentación, así como su posterior análisis y obtención de conclusiones.

El contenido del proyecto se describe a continuación:

- **Estado del conocimiento sobre suelos blandos.** En primer lugar, se ha ejecutado una recopilación de información acerca de los conceptos principales que se tratan en este trabajo, los suelos blandos y los modelos de comportamiento. Con la información obtenida en este primer apartado, se ha podido redactar un capítulo en el que se introducen estos temas.
- **Caracterización de la zona de trabajo.** En esta fase, se lleva a cabo la introducción del Terraplén de Mogro y las características de la zona de ubicación del mismo. Para llevar a cabo esto, se ha realizado un análisis de los informes redactados en el momento de la construcción del mismo. En los mismos informes, se encontraban los resultados de los ensayos ejecutados tanto in-situ como en laboratorio, lo que ha permitido caracterizar la zona de trabajo tanto desde el punto de vista geológico como geotécnico.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



- **Modelo numérico de cálculo y su validación.** En este apartado, se ha elaborado el modelo numérico del suelo empleando los parámetros característicos obtenidos en la fase anterior. El objetivo del modelo numérico es reproducir el comportamiento del suelo blando al estar sometido a cargas de la forma más ajustada posible a la realidad. Los resultados obtenidos en este apartado se compararán con los recogidos mediante la instrumentación colocada in situ para la medición de diferentes parámetros y determinar si es válido.
- **Resultados.** Representación de los resultados obtenidos y su comparación con el terraplén experimental.
- **Análisis y conclusiones.** Se llevarán a cabo un análisis de los resultados obtenidos

2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 ESTUDIOS SOBRE TERRAPLENES EXPERIMENTALES

A lo largo de los años, la construcción sobre suelos blandos ha resultado ser un reto para los ingenieros. Esto ha generado que se desarrollen diversos estudios basados en terraplenes experimentales construidos sobre con el fin de obtener los parámetros que caracterizan el comportamiento del suelo y cuál es la respuesta del mismo.

Un ejemplo de estos estudios ejecutados es el que llevaron a cabo Balasubramaniam et al (1989) donde analizaron la deformación que sufre un suelo compuesto de estratos blandos de gran potencia mediante la construcción de terraplenes sobre el mismo. Ejecutaron trece terraplenes en Muar flat (Malasia) y se emplearon nueve métodos diferentes de mejora del terreno con el fin estudiar la efectividad de cada uno de ellos. Dos de los trece terraplenes se ejecutaron sin ningún tipo de mejora, los cuales se construyeron hasta alcanzar la altura de rotura.

El asiento total observado durante el proceso de carga del terreno con la construcción del terraplén es el resultado de la suma del **asiento inmediato** y el **asiento por consolidación**.

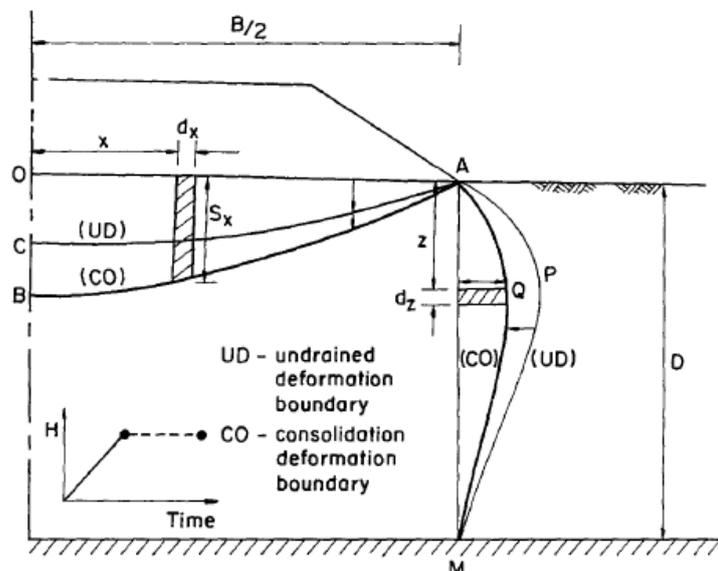


Imagen 1 Balasubramaniam et al. Estudio de asientos bajo un terraplén sobre suelos blandos.

La imagen representa la deformación del estrato que sustenta el terraplén inmediatamente después de finalizar un escalón de carga. Al aplicarse la carga impidiendo el drenaje del terreno, no se generan cambios de volumen por lo que el asiento vertical definido por los puntos AOB es igual al asiento lateral definido por los puntos APM.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Además del **asiento inmediato** por la aplicación de la carga, simultáneamente se inicia el proceso de consolidación del suelo. En la misma imagen se muestra la deformación del terreno una vez finalizado el proceso de consolidación. La **consolidación** se da debido a la disipación de presiones intersticiales, por lo tanto, se produce cambio de volumen ABC en vertical y APMQ en horizontal. De esta forma se obtienen los asientos finales que se producirían debido a la aplicación de un escalón de carga.

Las deformaciones desarrolladas serían por unidad de longitud del terraplén.

Balasubramian et al (1989) definieron estos asientos generados de la siguiente forma:

$$V_{vl} = V_{il} + V_{cl}$$

$$V_{hl} = V_{il} - \alpha V_{cl}$$

Donde,

- V_{vl} y V_{hl} son los asientos vertical y horizontal, respectivamente, finales debido al escalón de carga
- V_{il} es el asiento inmediato producido por la carga
- V_{cl} es el asiento vertical por consolidación.
- α es el ratio entre la reducción de volumen lateral respecto y asiento vertical producido por la consolidación

En otro estudio ejecutado por Balasubramanian et al (1990) en Bangkok, se llevó a cabo un análisis de la aplicabilidad de diferentes métodos de predicción de asientos en estratos blandos al aplicarse una carga. Se calcularon los asientos combinando el método de D'Appolonia et al (1979) para los asientos inmediatos y Laroueil et al (1978) y Tavenas (1979) para los asientos por consolidación.

D'Appolonia et al (1971) desarrollaron una expresión con la se tiene en cuenta la plastificación local bajo el terraplén a medida que alcanza la rotura. Esto se produce cuando la tensión tangencial en algunos puntos del suelo es superior a la resistencia al corte del suelo. La expresión para el cálculo de asientos inmediatos teniendo en cuenta el efecto mencionado sería la siguiente:

$$p_i = \frac{qBI(1 - \nu u^2)}{Eu \times SR}$$

Donde SR es función de la tensión tangencial inicial, la relación q/q_{rotura} y la geometría del problema.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Respecto al asiento de consolidación, Skempton y Bjerrum (1957) desarrollaron un método en el que el asiento final debido a la consolidación primaria era calculado en función de la presión intersticial tridimensional obtenida bajo condiciones de presión asimétricas y puede ser definida en términos asientos por consolidación calculados a través del ensayo edométrico:

$$P_c = \mu \cdot p_{edom}$$

μ es un factor de corrección función de la presión intersticial y la geometría del problema, el cual toma un valor igual a la unidad en suelos normalmente consolidados y decrece a medida que aumenta la razón de sobreconsolidación, adquiriendo un valor constante para $RSC = 3$ o más.

David y Poulos (1968) propusieron el uso de la teoría de la elasticidad para obtener los asientos finales en un suelo estratificado, los cuales se obtenían como el sumatorio de los asientos verticales producidos en cada estrato a través de la siguiente expresión:

$$pd = \sum \frac{H}{E'} \cdot [\Delta\sigma_z - v'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Las conclusiones que se obtuvieron fueron las siguientes:

- Skempton-Bjerrum (1957) dieron una buena estimación de los asientos a largo plazo en los estratos más resistentes.
- Se obtiene un resultado conservador de los asientos desarrollados mediante la combinación de D'Appolonia (1971) para asientos inmediatos y Leroueil et al (1978) para asientos de consolidación durante la construcción
- Mediante el método elástico de predicción de asientos se ejecutó una aproximación muy ajustada a la real de los asientos tanto durante como después de la construcción.

En China, se llevaron a cabo doce terraplenes experimentales relacionados con la construcción de la autopista Hangzhou–Ningbo. Se ejecutaron terraplenes instrumentados con y sin sistemas de drenaje y su posterior modelado en elementos finitos con el fin de determinar el comportamiento del terreno. En este caso, obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La permeabilidad del terreno natural fue 6 veces la obtenida en los ensayos de laboratorio.
- La instalación de drenes espaciados 1,5 metros incrementó la permeabilidad del suelo blando 30 veces con respecto a la no instalación de los mismos.

Además, obtuvieron que en las presiones intersticiales se podían diferenciar claramente dos fases durante la aplicación de la carga; la primera fase correspondería a un incremento bajo de la presión intersticial por efecto de aplicación de la carga y la segunda, donde el incremento de la presión intersticial fue equivalente a incremento de tensión en el terreno. Concluyeron que esto se debía



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



a que, una vez que el suelo pasara de sobreconsolidado a normalmente consolidado, el coeficiente de consolidación disminuyó considerablemente. Este efecto lo tuvieron en cuenta Laroueil et al (1978) y Tavenas (1979), los cuales desarrollaron la siguiente expresión para obtener los asientos de consolidación producidos en la fase de construcción en suelos sobreconsolidados:

$$pcc = \frac{Cr}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'v}{\sigma'_{vo}}$$

Cr es el índice de recompresión del suelo, H es el espesor del estrato, σ'_{vo} es la presión efectiva in-situ y $\Delta\sigma'v$ sería el incremento de presión producido por la aplicación de la carga. Se basaron en que se deberían tener en cuenta los asientos producidos en suelos sobreconsolidados en fase de construcción debido a que, al tener un elevado coeficiente de consolidación, la disipación de las presiones intersticiales se produce de forma rápida incrementando la tensión efectiva en el suelo y por lo tanto su resistencia. Este proceso continuaría hasta que la presión efectiva del suelo alcanzara la presión de preconsolidación, después de lo cual Cv disminuiría considerablemente.

2.2 RELACIONES EMPÍRICAS PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEFORMACIONALES DE SUELOS BAJO CARGAS CONFINADAS

Respecto a los valores de los parámetros de caracterización de los suelos, en el libro Geotecnia I se define que, según Skempton, el índice de compresión de muestras amasadas hasta el límite líquido está relacionado con dicho límite, expresado en %, según la siguiente expresión:

$$Cc = 0,007(wL-10)$$

En cuanto al índice de entumecimiento Cs, suele estar comprendido entre ¼ y 1/10 de Cc.

Asimismo, Balasubramaniam et al (2010) en un estudio sobre los asientos en suelos blandos debidos a terraplenes, obtienen las siguientes conclusiones acerca de los parámetros característicos de los suelos:

- Cuando se llevan a cabo ensayos de laboratorio, las muestras pueden haber sufrido alteraciones, siendo una mejor alternativa el empleo de correlaciones empíricas. En el caso del índice de compresión, se lleva a cabo una correlación en función de la humedad del suelo.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodriguez Hervás



Compression Ratio from moisture content		
Authors	Formula	Range of w_n
Simons and Menzies (1975)	$CR = 0.006w_n - 0.03$	$20 \leq w_n \leq 140$ (23)
Simons (1957)	$CR = 0.006w_n^{1.88}$	$28 \leq w_n \leq 57$ (24)
Wilkes (1974)	$CR = 0.26 \ln(w_n) - 0.83$	$30 \leq w_n \leq 90$ (25)
Lamb and Whitman (1969)	$CR = 0.12 \ln(w_n) - 0.28$	$10 \leq w_n \leq 100$ (26)

- Respecto a la razón de sobreconsolidación, se tienen las siguientes relaciones empíricas en función del índice de plasticidad del suelo:

OCR from Plasticity index	
Authors	Formulae
Skempton and Henkel (1953)	$OCR = 0.0017I_p + 0.5$
Osterman (1959)	$OCR = 2 \times 10^{-6} I_p^3 - 3 \times 10^{-4} I_p^2 + 3.1 \times 10^{-2} I_p + 0.41$
Bjerrum and Simons (1960)	$OCR = 2 \times 10^{-6} I_p^3 - 4 \times 10^{-4} I_p^2 + 3.35 \times 10^{-2} I_p + 0.28$

- Para el cálculo de la resistencia al corte sin drenaje, las expresiones empíricas más empleada es la definida por Skempton and Henkel (1953), Osterman (1959) y Bjerrum y Simons (1960).

Undrained shear strength from plasticity index	
Authors	Formulae
Skempton and Henkel (1953)	$s_u/\sigma'_{vo} = 0.004I_p + 0.1$
Osterman (1959)	$s_u/\sigma'_{vo} = 5 \times 10^{-7} I_p^3 - 8 \times 10^{-3} I_p^2 + 6.8 \times 10^{-3} I_p + 0.08$
Bjerrum and Simons (1960)	$s_u/\sigma'_{vo} = 5 \times 10^{-7} I_p^3 - 8 \times 10^{-3} I_p^2 + 7.4 \times 10^{-3} I_p + 0.06$



2.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO

El objetivo de los modelos es establecer una relación entre las tensiones y deformaciones del material, con el fin de realizar un análisis numérico.

En el caso de los suelos, es bien sabido que el suelo no es un material elástico, sino que presenta un comportamiento elástico en unas condiciones y un comportamiento plástico en otras. Esto hace necesario trabajar con modelos elasto-plásticos, que tienen en cuenta la no-linealidad, la dependencia del tiempo y el comportamiento anisotrópico de los mismos.

Se ha empleado un software basado en el método de elementos finitos denominado PLAXIS 2D V8.2. para la reproducción del comportamiento del suelo bajo el efecto de la carga aplicada

Se trata de un programa de cálculo en 2D basado en el método de elementos finitos, el cual permite ejecutar cálculos elasto-plásticos, análisis de estabilidad y consolidación, y estudios de estabilidad. La introducción de los parámetros se lleva a cabo de manera simple, lo que permite generar complejos modelos de forma rápida y obtener representaciones gráficas de los resultados de los cálculos.

Algunos modelos de comportamiento disponibles en PLAXIS son:

Modelo elástico lineal. Se trata del modelo más sencillo para representar la relación tensión-deformación, el cual queda definido mediante 2 parámetros: El módulo de Young y el Coeficiente de Poisson. No es el modelo más adecuado para emplear en el análisis de suelos debido a que el comportamiento de estos no es lineal.

Mohr Coulomb: Se trata de un modelo elasto-plástico, por lo que representa el comportamiento del suelo más adecuadamente que el modelo elástico-lineal. El inconveniente de este es que no considera las deformaciones plásticas hasta rotura. Los parámetros necesarios para definir este modelo son: El módulo de Young, el Coeficiente de Poisson, ángulo de rozamiento interno, cohesión y ángulo de dilatación.

Hardening-Soil model: Es similar al modelo de comportamiento Mohr Coulomb. Difiere en dos aspectos respecto al modelo de Mohr-Coulomb:

- La rigidez se define mediante tres módulos de rigidez diferentes: E50 (módulo de Young al alcanzar el 50% de la tensión de rotura), E_{oed} (módulo edométrico) y E_{ur} (representa la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de descarga-recarga).
- Considera que la rigidez aumenta con la presión



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Este modelo es adecuado para todo tipo de suelos, aunque tiene la desventaja de que no tiene en cuenta fenómenos de fluencia y relajación.

Modelo Cam-Clay modificado: Se trata de un modelo sencillo, ya que queda definido mediante dos parámetros: λ (coeficiente de compresión) y k (coeficiente de hinchamiento). Este modelo se emplea para analizar el comportamiento de suelos normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados.

Soft Soil: Se trata de un modelo de comportamiento basado en el Cam-Clay Modificado. La diferencia radica en que en este caso se emplean deformaciones volumétricas en lugar de índices de poros.

A continuación, se muestra un ejemplo de investigación sobre terraplenes experimentales realizadas empleando diferentes modelos de comportamiento.

En 2008 Bahatin Gunduz llevó a cabo un análisis de los terraplenes experimentales que se llevaron a cabo por el Swedish Geotechnical Institute en las posibles localizaciones del nuevo aeropuerto de Estocolmo. Gunduz (2008) llevó a cabo un análisis de las características del suelo mediante su modelización en Plaxis y aplicación de diferentes modelos de comportamiento. Las zonas del estudio estaban caracterizadas por la presencia de estratos de suelo muy compresibles de gran potencia o espesor y la presencia elevada del nivel freático. Se emplearon los modelos Hardening Soil y Mohr Coulomb para la modelización del terraplén y los modelos Soft Soil Creep y Soft Soil para los estratos arcillosos, de los que obtuvo las siguientes conclusiones:

Hardening Soil Model y Mohr Coulomb. Se aplicaron los modelos HS y MC al terraplén con el objetivo de analizar la influencia del módulo de descarga en el modelo. En los resultados obtenidos, se observó que los asentos eran los mismos independientemente del modelo aplicado. Se menciona que la razón de esta independencia radica en que se trata de un suelo granular y que, si se hubieran aplicado sobre estratos de suelos blandos, se habrían obtenido trayectorias diferentes entre ambos modelos.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

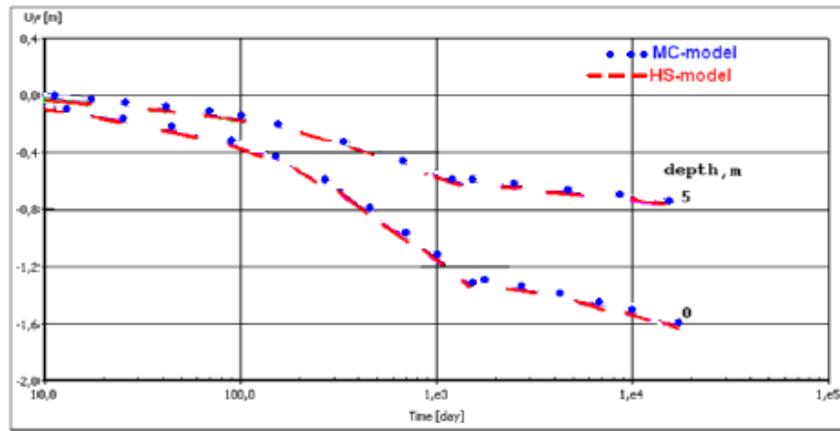


Imagen 2 Comparativo modelos HS y MC

Soft Soil Creep Model y Soft Soil Model. Se aplicaron estos modelos en los estratos arcillosos sobre los que se ejecutó el terraplén con drenes verticales. Los resultados mostraron que el asiento obtenido con el modelo SSC se ajusta mejor al obtenido con la instrumentación, mientras que el SS se mantiene constante con el tiempo una vez que se produce la descarga del suelo.

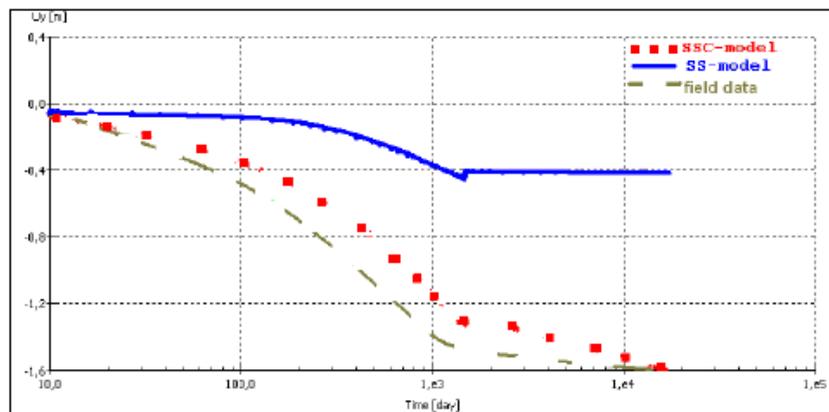


Imagen 3 Comparativo SSC y SS en terraplén ejecutado con drenaje

Por otra parte, se aplicaron estos modelos para las caras arcillosas bajo el terraplén ejecutado sin drenaje. En este caso, se obtuvo que a pesar de adaptarse mejor el modelo SSC al comportamiento real, la diferencia entre ambos modelos disminuía para los estratos situados a mayores profundidades.

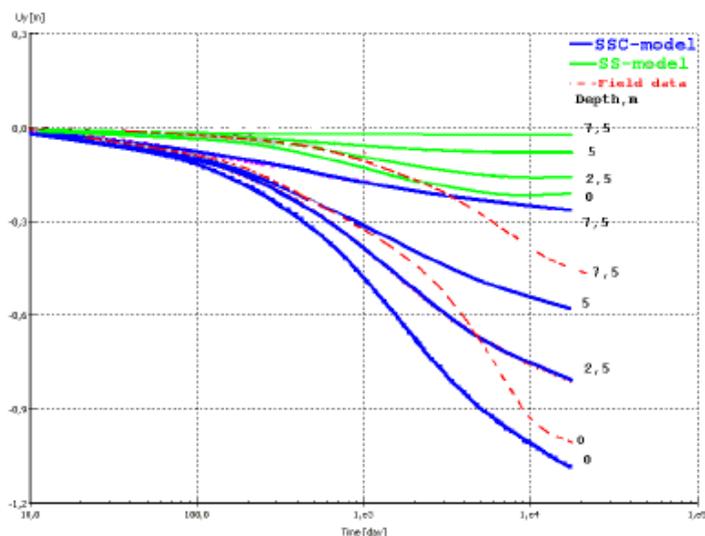


Imagen 4 Comparativo modelos SSC y SS en terraplén ejecutado sin drenaje

2.4 MODELO CAM CLAY MODIFICADO

Los primeros modelos elasto-plásticos de Estado Crítico fueron la serie de formulaciones Cam-Clay desarrolladas en la Universidad de Cambridge por Roscoe y sus colegas en 1963.

Posteriormente, es 1968, Roscoe y Burland propusieron el modelo Cam-Clay modificado y su extensión a tres dimensiones (fue denominado “modificado” para diferenciarlo del modelo previo desarrollado por Roscoe y Schofield en 1963). Las primeras implementaciones numéricas de estos modelos en programas de elementos finitos datan de los primeros años de la década de los 70.

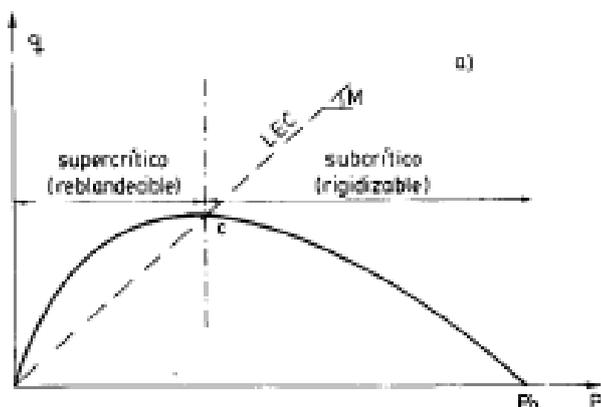


Imagen 5 Superficie de fluencia de modelo Cam Clay original



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

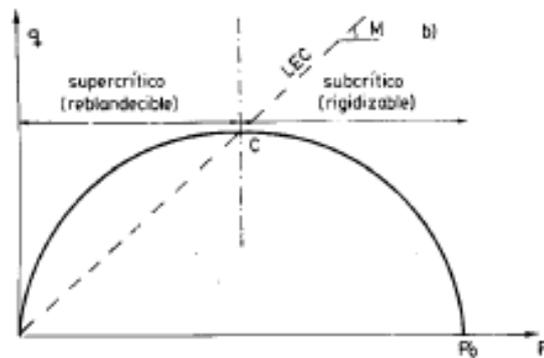


Imagen 6 Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay Modificado

Existen, principalmente, tres razones para escoger este modelo de comportamiento. En primer lugar, se requiere de un parámetro para representar la forma de la superficie, lo que hace que se convierta en un modelo sencillo de aplicar. En segundo lugar, es un modelo desarrollado a partir de la observación del comportamiento de los suelos en ensayos triaxiales. En tercer lugar, el modelo Cam-Clay modificado, permite la modelización satisfactoria de un elevado número de rasgos de comportamiento de los suelos de forma muy económica en términos de hipótesis y parámetros. Su inconveniente radica en que cuando se comparan las predicciones de los a diferencia con otros modelos más realistas y complejos es poco significativa, considerando las aplicaciones relativas al estudio de comportamiento de un suelo.

Una de las hipótesis básicas de este modelo es considerar que la superficie de plastificación coincide con el potencial plástico, lo cual implica que el incremento de deformación plástica es normal, en todo punto, a la curva. Por otra parte, se asume que las superficies que aparecen al aumentar las cargas sobre la muestra son homotéticas.



2.4.1 Formulación del modelo Cam Clay Modificado

En este modelo de comportamiento, se asume una relación logarítmica entre el índice de poros y la tensión efectiva:

$$e - e^0 = -\lambda \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right)$$

Donde λ es el **índice de compresión**, el cual determina la compresibilidad del material en condiciones de carga primaria. Representando gráficamente la relación $e - \ln p'$ se obtiene una línea recta. Durante la descarga y la recarga, se genera otra línea que puede formularse de la siguiente forma:

$$e - e^0 = -\kappa \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right)$$

El parámetro κ es el **índice de hinchamiento**, el cual determina la compresibilidad del material en condiciones de descarga y recarga.

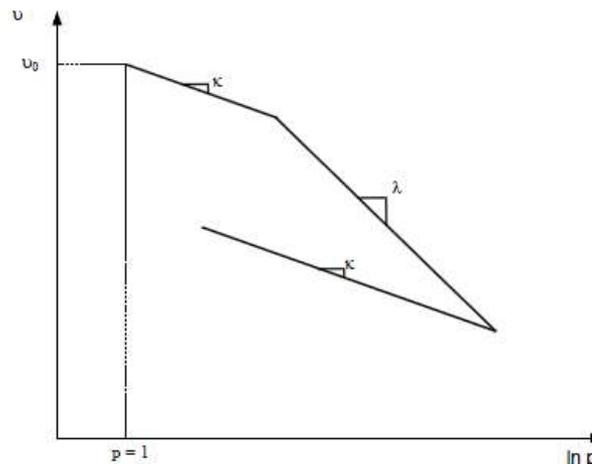


Imagen 7 Representación de la relación deformación volumétrica-log p de CCM



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodriguez Hervás



La superficie de plastificación en el modelo Cam Clay Modificado se define como:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p' \cdot (p' - pp)$$

Esta superficie, representa una elipse en el plano p' - q y delimita el comportamiento elástico del suelo. Las trayectorias generadas en el interior de esta superficie únicamente representan incrementos de tensiones que generan deformaciones elásticas, mientras que atraviesan ese límite, generaran deformaciones elásticas y plásticas.

En el plano p' - q , el punto más alto de la elipse intersecta con la línea:

$$Q = Mp'$$

Esta línea es denominada línea de estado crítico y representa la relación entre p' y q en estado de rotura. La constante M representa la pendiente de la línea y determina la forma de la superficie de plastificación.

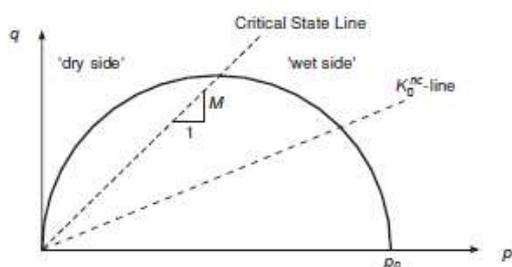


Imagen 8 Superficie de plastificación del modelo Cam Clay Modificado

La presión de preconsolidación determina el tamaño de la elipse.

2.4.2 Parámetros del modelo Cam Clay Modificado

Los parámetros que intervienen en el modelo son los siguientes:

- **Coefficiente de Poisson.**
- **Coefficiente de compresión λ e hinchamiento k .** Estos parámetros se pueden obtener de ensayos de compresión isotrópica en carga y descarga.

$$\lambda = \frac{Cc}{\ln(10)}$$

$$k = \frac{Cs}{\ln(10)}$$

Los coeficientes Cc y Cs corresponden al coeficiente de compresión y entumecimiento que se obtienen mediante los ensayos edométrico.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



- **Parámetro M .** Representa la pendiente de la línea de estado crítico y puede obtenerse mediante el ángulo de fricción del suelo. Sin embargo, el valor de este parámetro también puede calcularse a través de las siguientes expresiones:

- $M = \frac{6\sin\phi}{3-\sin\phi}$ (para estados de compresión inicial $\sigma_1' \leq \sigma_2' = \sigma_3'$)

- $M = \frac{6\sin\phi}{3+\sin\phi}$ (para estados de compresión inicial $\sigma_1' = \sigma_2' \leq \sigma_3'$)

- $M = \sqrt{3\sin\phi}$ (estado de tensión plana)



3 TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

3.1 INTRODUCCIÓN

El terraplén experimental de Mogro se realizó en el año 1986 con el objetivo de analizar el comportamiento de los suelos blandos de la zona. Para la realización de este trabajo, se ha dispuesto de la siguiente información:

Terraplén experimental de Mogro:

- Tomo I: Memoria
- Tomo II: Anejos

De esta documentación se ha extraído la localización del terraplén, sondeos realizados, los ensayos de laboratorio, geometría del terreno y los resultados de la auscultación realizada.

A partir de esta información, se ha realizado el presente Trabajo de Fin de Máster. A continuación, se enumeran las tareas realizadas:

- Interpretación de los sondeos ejecutados
- Dibujo del perfil geotécnico del terreno
- Análisis de los resultados de identificación disponibles
- Interpretación de los ensayos triaxiales y edométricos proporcionados. Se han obtenido los parámetros resistentes y deformacionales de los estratos que componen el suelo.

Tras el trabajo planteado anteriormente, se ha planteado el análisis numérico objeto de este proyecto: se han realizado los cálculos y se han analizado los resultados.

3.2 GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA

La zona de estudio se encuentra ubicada en el Enlace de Oruña (Cantabria), más concretamente, en la margen derecha del río Pas, en una de las vaguadas laterales que se abren en el tramo final de su desembocadura.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Imagen 9 Ubicación del terraplén

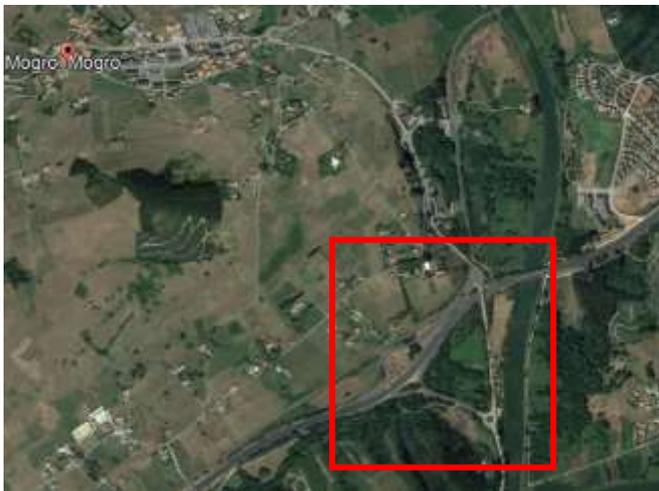


Imagen 11 Ubicación del terraplén



Imagen 10 Zona de Actuación

La vaguada objeto de estudio se abre ampliamente perpendicular al río y está limitada, por ambos lados, por terrenos correspondientes al nivel inferior del Cenomanense, constituido por limos, arenas e intercalaciones calcarenitas.

Por encima de estos materiales, se sitúan depósitos cuaternarios de limos, arcillas y arenas con contenido elevado en materia orgánica.

La proporción de arenas es variable y creciente hacia el río, siendo más gruesas cuanto más se aproxima a la margen derecha, donde también disminuye el espesor aluvial, al encontrarse la roca subyacente más próxima a la superficie.

En la ubicación del terraplén objeto de este proyecto el sustrato rocoso se encuentra a una profundidad media de unos 20 metros, contando el material de aluvión superior con una resistencia cercana al límite entre lo que se denomina suelo blando o medio.



3.3 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

3.3.1 Introducción

Con el objetivo de determinar las características y parámetros que gobernarían el comportamiento del suelo, se llevaron a cabo diversos ensayos tanto in situ como en laboratorio.

Los ensayos de campo ejecutados son los siguientes:

Dos sondeos, S1 y S2 de reconocimiento con toma continua de muestra. Ambos sondeos de describen más detalladamente en el siguiente apartado.

Ensayos de penetración estática y ensayos de molinete. La configuración que se estableció permitió registrar la resistencia por punta y fuste de forma separada, así como las presiones intersticiales generadas durante la hinca.

Ensayos de molinete de campo SM-1, SM-2 y SM-3. Mediante estos ensayos se pretende obtener el valor de la resistencia al corte sin drenaje (c_u) del suelo in-situ. De los resultados obtenidos en estos ensayos, se obtiene la conclusión de que nos entramos frente a un suelo de resistencia que puede considerarse de media a blanda. Se emplearon equipos de sondeos para realizar la perforación hasta alcanzar la profundidad de ensayo deseada, con estabilización por entubación y extracción de testigo continua.

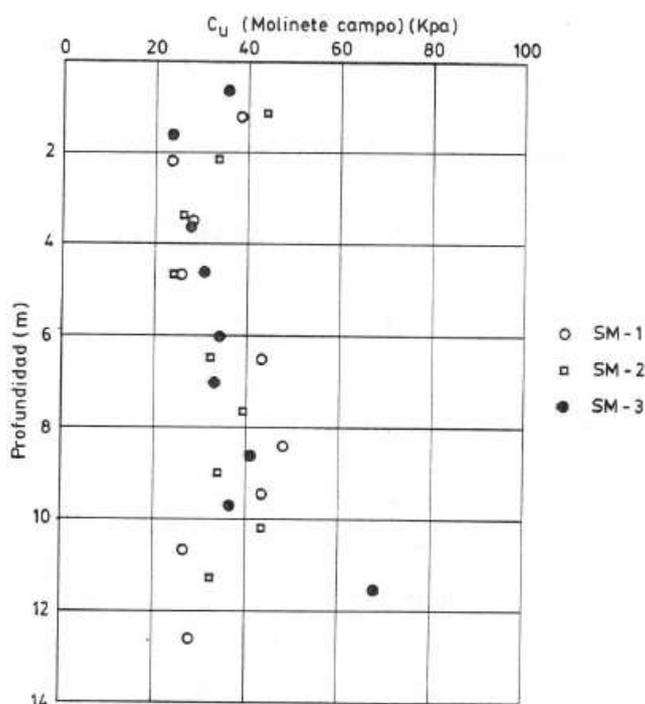


Imagen 12 Resultados de los ensayos de molinete



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Respecto a los ensayos de laboratorio, se llevaron a cabo los siguientes ensayos, los cuales se explican más detalladamente en los próximos apartados:

- Ensayos de identificación y estado
- Ensayo de deformabilidad en el edómetro
- Ensayos de deformabilidad y resistentes en el triaxial.

3.3.2 Sondeos S1 y S2: Descripción geológica y litológica de la zona de trabajo

Se ejecutaron dos sondeos de reconocimiento con toma continua de muestra. Los sondeos fueron entubados hasta una profundidad aproximada de 13 metros y se obtuvieron un total de 27 muestras que se emplearon en los ensayos de laboratorio. Para la toma de muestras, se descendía la entubación hasta la posición final alcanzada por el tomamuestras, para la cual se utilizó una presión rápida y continuada, prohibiendo cual tipo de rotación. La toma de muestras se hizo empleando tomamuestras abiertos de pared delgada con un diámetro interior de 75 mm.

A partir de los sondeos realizados en la zona de interés y de la información del proyecto, se ha podido determinar la litología de la zona donde se ubicaría el proyecto.

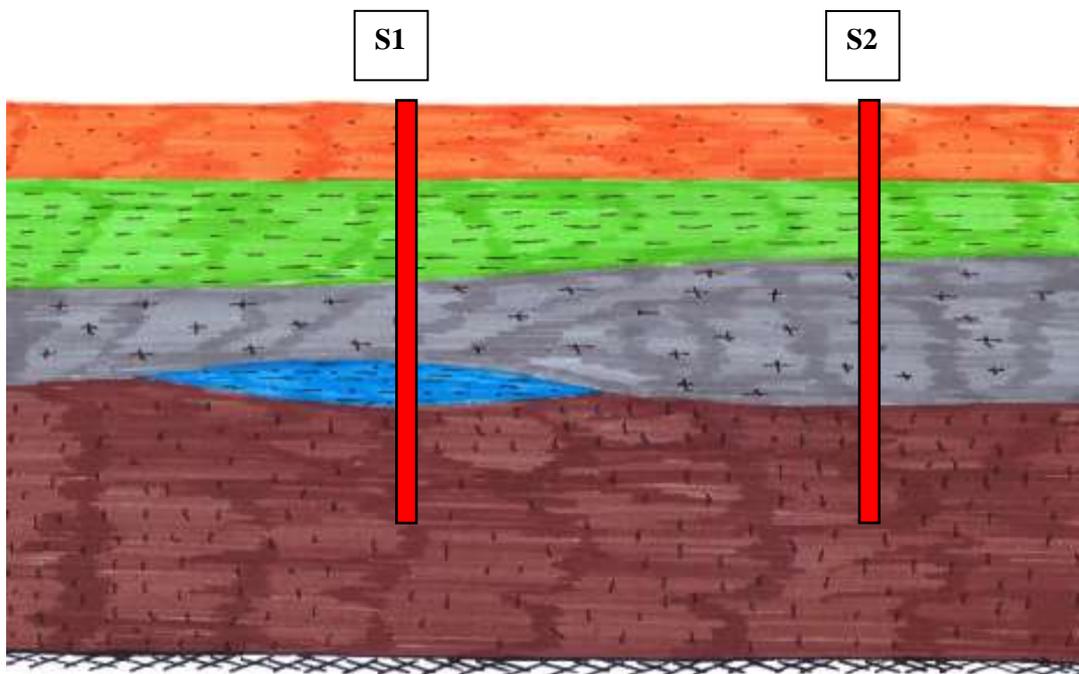


Imagen 13 Perfil del terreno



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



En el proyecto del terraplén experimental de Mogro, define los siguientes grupos geológicos:

- **Aluvial (nivel 1, nivel 2 y nivel 3)**

Se encuentran depósitos cuaternarios de limos, arcillas y arenas con contenido elevado de materia orgánica. La proporción de arenas es variable y creciente hacia el río. Siendo más gruesas cuanto más se aproxima a la margen derecha, donde también disminuye el espesor del aluvial, al encontrarse la roca subyacente más próxima a la superficie.

- Nivel 1: Arcilla limosa marrón grisáceas con restos de raíces y alto límite líquido. Se han obtenido los siguientes espesores son los siguientes:

Sondeo	Profundidad (m)	Espesor (m)
S-1	0-2	2
S-2	0-2	2
Espesor medio		2

- Nivel 2: Limo arcilloso grisáceo con materia orgánica

Sondeo	Profundidad (m)	Espesor (m)
S-1	2-5	3
S-2	2-4	2
Espesor medio		2,5

- Nivel 3: Arcilla limosa con materia orgánica

Sondeo	Profundidad (m)	Espesor (m)
S-1	5-7	3
S-2	4-8	4
Espesor medio		3,5

- **Material del Cenomanense (nivel 4):**

La vaguada, se abre ampliamente perpendicular al río, y está limitada a ambos lados por terrenos correspondientes al nivel inferior del Cenomanense, constituidos por limos, arenas e intercalaciones de calcarenitas.

- **Sustrato rocoso:**

El sustrato rocoso se encuentra, en esta zona, a una profundidad media de unos 20 metros.

El nivel freático se localiza en la **superficie**.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



3.3.3 Ensayos de identificación y estado

Se llevaron a cabo ensayos de caracterización de los límites de Atterberg, humedad natural, porcentaje que pasa por el tamiz nº200, granulometría por sedimentación, densidad seca y contenido en materia orgánica. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Tabla 1 Parámetros de identificación del suelo

MUESTRA		PROFUNDIDAD			CLASIFICACIÓN	LÍMITES DE ATTERBERG			M.O. %	PASA %200	HUMEDAD Y DENSIDADES		
SONDEO	MUESTRA	P1 (m)	P2 (m)	P (m)		LL	LP	IP			w (%)	γ _s (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)
S1	N2	1,00	1,45	1,30	CH-OH	97	32	65	9,91	97,8	49,0	25,6	16,5
S1	N4	3,10	3,55	3,32	OH	102	53	49	-	88,9	160,9	22,1	14,6
S1	N5	4,25	4,70	9,00	OH	66	34	32	-	89,6	45,0	27,3	14,7
S1	N6	5,10	5,55	5,32	OL	38	20	18	-	93,9	44,0	26,1	17,1
S1	N7	6,10	6,55	6,30	CL-OL	37	23	14	-	79,6	-	26,7	17,6
S1	N8	8,10	8,55	8,30	SC-OL	-	-	-	-	64,5	37,0	-	-
S1	N9	8,20	8,65	8,40	ML-OL	50	32	18	-	90,3	51,0	26,9	16,7
S1	N10	9,10	9,55	9,30	ML-OL	41	25	16	-	85,4	40,0	26,8	16,9
S1	N11	10,10	10,45	10,30	ML	31	20	11	-	66,3	-	26,6	17,6
S2	N1	0,20	0,65	0,50	CH-OH	50	28	22	-	82,5	29,4	24,7	18,4
S2	N3	1,50	1,95	1,70	CH-OH	82	30	52	9,73	90,2	45,3	26,0	14,1
S2	N4	2,15	2,60	2,30	OH	82	51	32	-	93,9	-	23,8	14,0
S2	N6	3,70	4,15	4,00	OH	90	29	61	12,50	81,5	102,9	22,9	15,2
S2	N9	6,00	6,45	6,22	OL	34	19	15	-	90,1	40,0	27,6	17,6
S2	N10	7,10	7,55	7,30	CL-OL	38	23	15	-	85,4	43,7	26,6	-

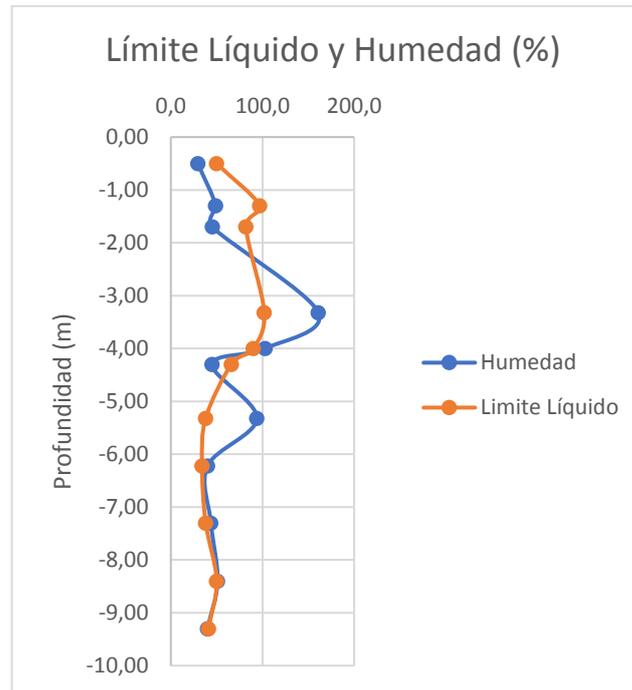


Imagen 14 Comparación del Límite Líquido y Humedad del suelo

Se observa que la humedad existente en el suelo es superior al límite líquido prácticamente la totalidad del suelo, siendo ligeramente inferior en los dos primeros metros. A tres metros de profundidad, la humedad del suelo es muy superior al límite líquido, lo que puede dar pistas acerca de cuál será el estrato más débil. También se observa como ambos parámetros se estabilizan con la profundidad.

El contenido de materia orgánica se encuentra en torno al 9%.

3.3.4 Ensayo triaxial. Obtención de parámetros de resistencia del suelo

Se ejecutaron ensayos triaxiales sobre muestras de suelo con el fin de analizar el comportamiento mecánico de los suelos blandos que conforman la zona de trabajo. Se ejecutaron 21 ensayos triaxiales, los cuales se dividieron en dos tipos:

- Ensayos consolidados sin drenaje. En este ensayo, se deja consolidar el suelo a una presión de consolidación y posteriormente se lleva a rotura sin permitir el drenaje, midiendo el aumento de las presiones intersticiales generadas en el proceso.
- Ensayos sin consolidación y sin drenaje.

Mediante estos ensayos triaxiales, se ha obtenido la resistencia al corte sin drenaje de todos los estratos. Este parámetro resulta importante para el posterior análisis de la rotura, ya que se produce



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



sin drenaje, es decir, sin permitir que se disipen las presiones intersticiales generadas durante la ejecución del ensayo.

De las muestras ensayadas mediante el ensayo consolidado sin drenaje, en las que se han ensayado dos muestras, se han podido obtener los parámetros resistentes efectivos, además de la resistencia al corte sin drenaje asociada a la presión de consolidación del ensayo.

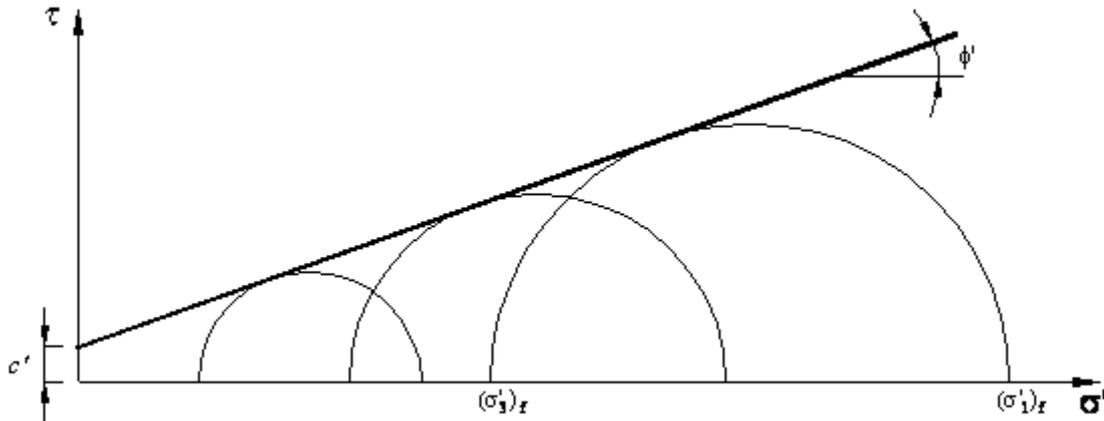


Imagen 15 Representación gráfica ensayo triaxial C-U

En el caso en los que únicamente se ha ensayado una muestra, se ha obtenido la resistencia al corte sin drenaje asociada a la presión de consolidación.

Por último, de las muestras ensayadas con el ensayo sin consolidación y sin drenaje, se ha obtenido la resistencia al corte sin drenaje asociada a la tensión in-situ.

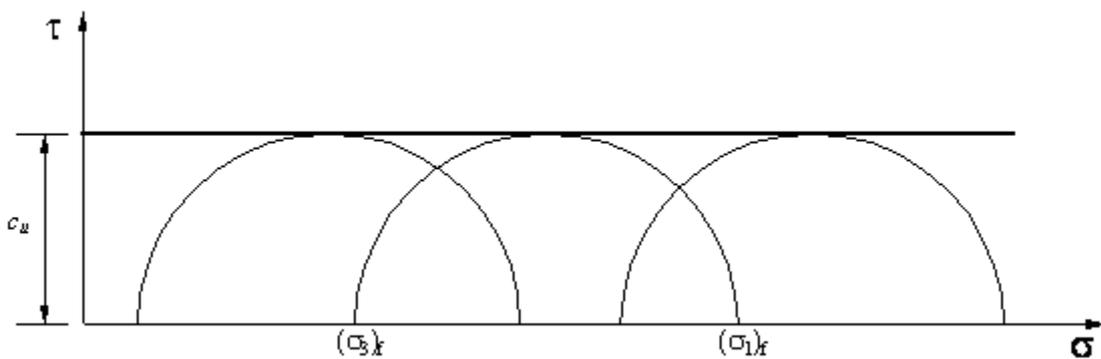


Imagen 16 Representación gráfica del ensayo U-U

Los ensayos llevados a cabo son los siguientes:



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Tabla 2 Ensayos triaxiales ejecutados

ENSAYO TRIAXIAL					
MUESTRA	C-U	U-U	SONDEO S2	C-U	U-U
S1-N2	$\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{cel}=0.1 \text{ kg/cm}^2$	S2-N1	$\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{cel}=0.1 \text{ kg/cm}^2$
S1-N4		$\sigma_{cel}=0.3 \text{ kg/cm}^2$	S2-N3	$\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{cel}=0.2 \text{ kg/cm}^2$
S1-N5	$\sigma_{cel}=0.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$		S2-N4		$\sigma_{cel}=0.11 \text{ kg/cm}^2$
S1-N6	$\sigma_{cel}=0.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$		S2-N6	$\sigma_{cel}=0.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$	
S1-N7		$\sigma_{cel}=0.09 \text{ kg/cm}^2$	S2-N9	$\sigma_{cel}=0.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=1 \text{ kg/cm}^2$	
S1-N8					
S1-N9	$\sigma_{cel}=0.4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=1.5 \text{ kg/cm}^2$				
S1-N10	$\sigma_{cel}=0.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cel}=2 \text{ kg/cm}^2$				
S1-N11		$\sigma_{cel}=6 \text{ kg/cm}^2$			

Los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales son los siguientes:

Tabla 3 Resultados ensayos triaxiales

PARÁMETROS RESISTENTES DEL SUELO						
MUESTRA		ENSAYOS TRIAXIALES				
SONDEO	MUESTRA	ENSAYOS	c (kN/m ²)	ϕ	cu (kN/m ²)	Eu (kN/m ²)
S1	N2	UU CU	-	-	23,5	16.000,0
S1	N4	CU	-	-	19,00	10.000,0
S1	N5	CU CU	10	20	20,80	12.000,0
S1	N6	CU CU	10	27	36,5	16.000,0
S1	N7	CU	-	-	-	10.000,0
S1	N8	-	-	-	-	-
S1	N9	CU CU	9	31	36,5	15.000,0
S1	N10	CU CU	18	27	57,5	10.000,0
S1	N11	UU	-	-	4,5	-
S2	N1	UU CU	-	-	41	16.666,7
S2	N3	UU CU	-	-	26	14.285,7
S2	N4	CU	-	-	19,00	3.200,0
S2	N6	CU CU	1	35	18,00	10.000,0
S2	N9	CU CU	1	44	41,75	25.000,0
S2	N10	-	-	-	-	10.000,0



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



A continuación, se muestra una gráfica, en la que se representa la variación de la resistencia al corte sin drenaje con la profundidad:

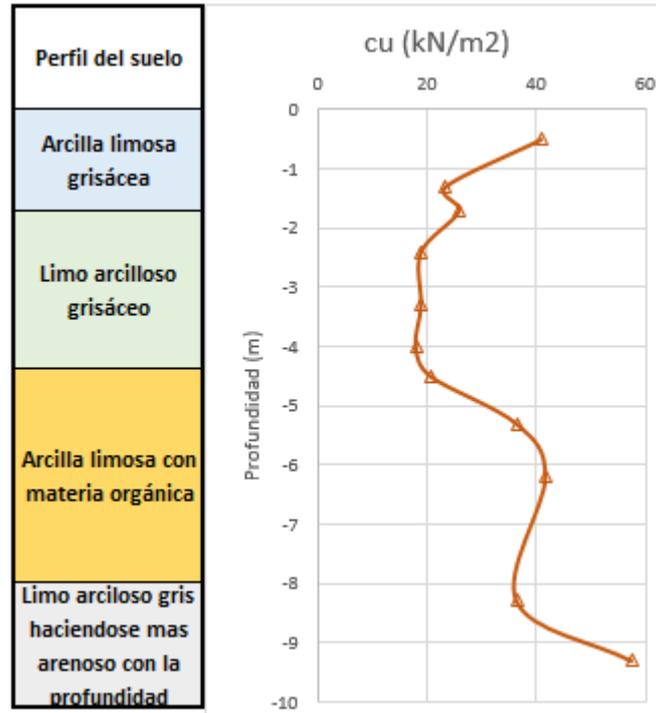


Imagen 17 Variación de la resistencia al corte sin drenaje con la profundidad

Pueden diferenciarse claramente en la gráfica los estratos que conforman el suelo objeto de estudio. Una de las características de los suelos blandos es que tienen una resistencia al corte inferior a los 40 kPa, que como se puede observar en la gráfica, hasta la una profundidad de 8 metros aproximadamente, esta resistencia es superada y crece con la profundidad.



Comparando estos resultados con los obtenidos mediante los ensayos de Molinete de campo, se puede observar la buena correlación:

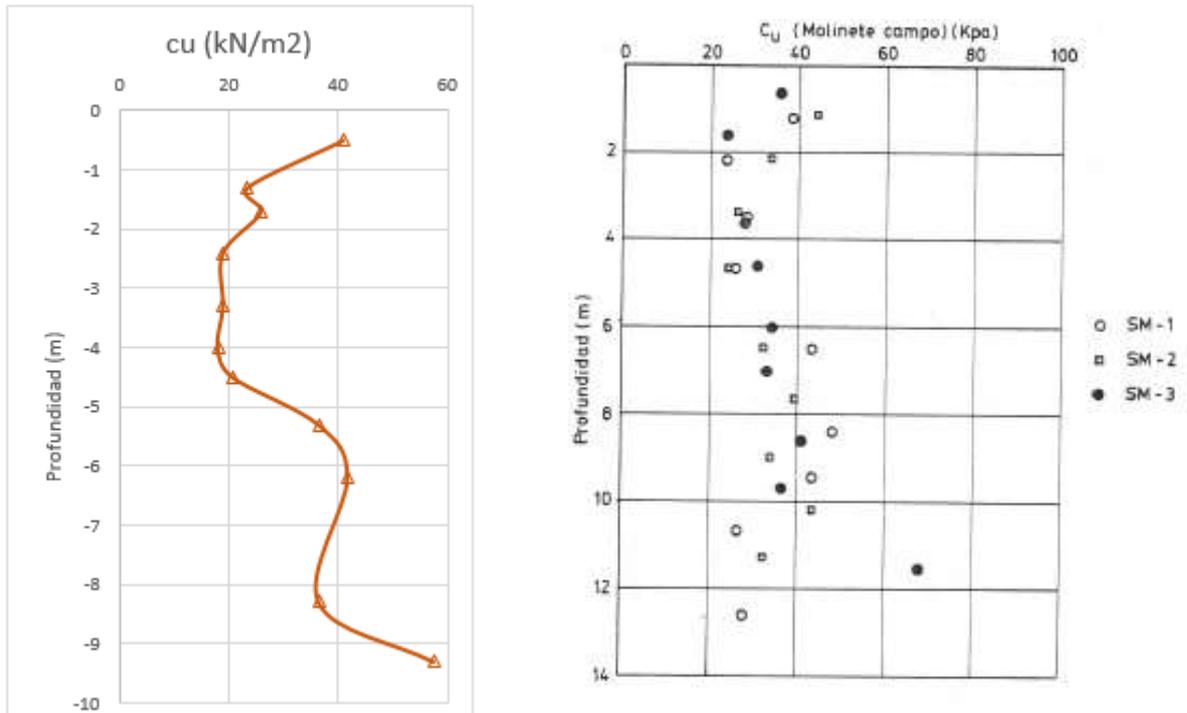


Imagen 18 Comparativo ensayo triaxial y ensayo de molinete

3.3.5 Ensayo edométrico. Consolidación unidimensional.

3.3.5.1 Consolidación unidimensional. Obtención del coeficiente de consolidación del suelo

La consolidación es un proceso es la disminución del volumen del suelo debido a la aplicación de una carga externa. Debido a que el volumen de sólido es constante, dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de huecos en el terreno; por lo tanto, en el caso de suelos saturados, la disminución de volumen se asocia a la expulsión de agua.

Cuando una muestra saturada se somete a un incremento de esfuerzos totales, se produce un exceso de presión intersticial en el seno de esta. La disipación de ese exceso de presión intersticial generada tiene dos consecuencias:

- Reducción del volumen de huecos, por lo tanto, reducción del volumen total, generando asentamientos.
- A medida que las presiones intersticiales van disminuyendo, las tensiones efectivas en el suelo van aumentando en el mismo valor.



En el caso de los suelos arenosos, debido a su elevada permeabilidad los asientos que se generan durante la aplicación de una carga son instantáneos, por lo tanto, el asentamiento de completa en general, al finalizar la aplicación de las cargas.

En el caso de los suelos finos, como el suelo objeto de este trabajo, su baja permeabilidad genera que la aparición de los asientos se dilate a lo largo del tiempo, pudiéndose alargar el proceso durante años. Esto, habitualmente, deriva en problemas de estabilidad en las estructuras que sustenta.

Para el análisis de este fenómeno, se asumen las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo
- El suelo está saturado y permanecerá así durante todo el proceso de consolidación
- Las partículas del suelo y el agua son incompresibles
- La compresión es unidimensional en sentido vertical y no se producen movimientos de partículas en el sentido horizontal
- El drenaje de agua se produce solo en sentido vertical
- Es válida la ley de Darcy y todas sus hipótesis
- El coeficiente de permeabilidad k y el módulo edométrico E_m son constantes

De la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi-Frölich, se obtienen las siguientes expresiones, con la que se podrá obtener la permeabilidad del suelo:

$$c_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w}$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación

E_m : Módulo Edométrico

γ_w : Peso específico del agua

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

T_v : Factor tiempo

t : Instante de tiempo asociado al grado de consolidación medio

H : Máximo camino de drenaje

$$U = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \cdot T_v \quad U < 60\%$$



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



$$U = 1 - 0,8106 \cdot e^{-2,4674 \cdot Tv} \quad U > 60\%$$

Donde:

U: Grado de consolidación medio

Estas expresiones han sido empleadas para obtener la permeabilidad de los diferentes estratos que componen el suelo objeto de este estudio.

Estas expresiones aparecen tabuladas en varias referencias:

Tabla 4 Valores tabulados del factor tiempo T_v en función del grado de consolidación medio

U(%)	T_v	U(%)	T_v
0	0	50	0,196
5	0,0017	55	0,238
10	0,0077	60	0,243
15	0,0177	65	0,286
20	0,0314	70	0,403
25	0,0491	75	0,477
30	0,0707	80	0,567
35	0,0962	85	0,684
40	0,126	90	0,848
45	0,159	95	1,129
		100	-

3.3.5.2 Ensayo edométrico. Obtención de C_c y C_s

El ensayo edométrico es una herramienta para simular el proceso de consolidación unidimensional mencionado en muestras del suelo de interés. El ensayo consiste en aplicar una secuencia de cargas verticales, dejando a la muestra consolidada hasta que el exceso de presión intersticial producido en su interior se reduce a cero.

En este caso; en este caso se llevaron a cabo trece ensayos edométricos de muestras del suelo tomadas a diferentes profundidades. En algunos casos, los escalones de carga se mantuvieron más de 24 horas para analizar la consolidación secundaria, que resulta de gran importancia en este tipo de suelos. El análisis de este proceso no se contempla en el presente proyecto, formándose de este modo un hilo para posibles estudios futuros.



Obtención de C_c y C_s

En primer lugar, se debe obtener el índice de poros del suelo in-situ. Mediante los ensayos de caracterización del suelo, se pudieron obtener el peso específico de partículas, la humedad y el peso específico saturado de las diferentes muestras. Por lo tanto, poniendo la expresión del índice de poros en función de esos parámetros, se obtiene su valor.

$$e = \frac{Vh}{V_s} \rightarrow e = \gamma_s + \left(\frac{w + \gamma_s}{\gamma_{sat}} \right) - 1$$

Del ensayo edométrico, se obtiene una representación gráfica en escala semi-logarítmica en la que se representa la relación entre el índice de poros y la tensión aplicada. De la gráfica generada a partir de los resultados, se obtienen dos parámetros necesarios en el modelo Cam Clay Modificado:

- C_c , índice de compresión.
- C_s , índice de hinchamiento.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para C_c y C_s :

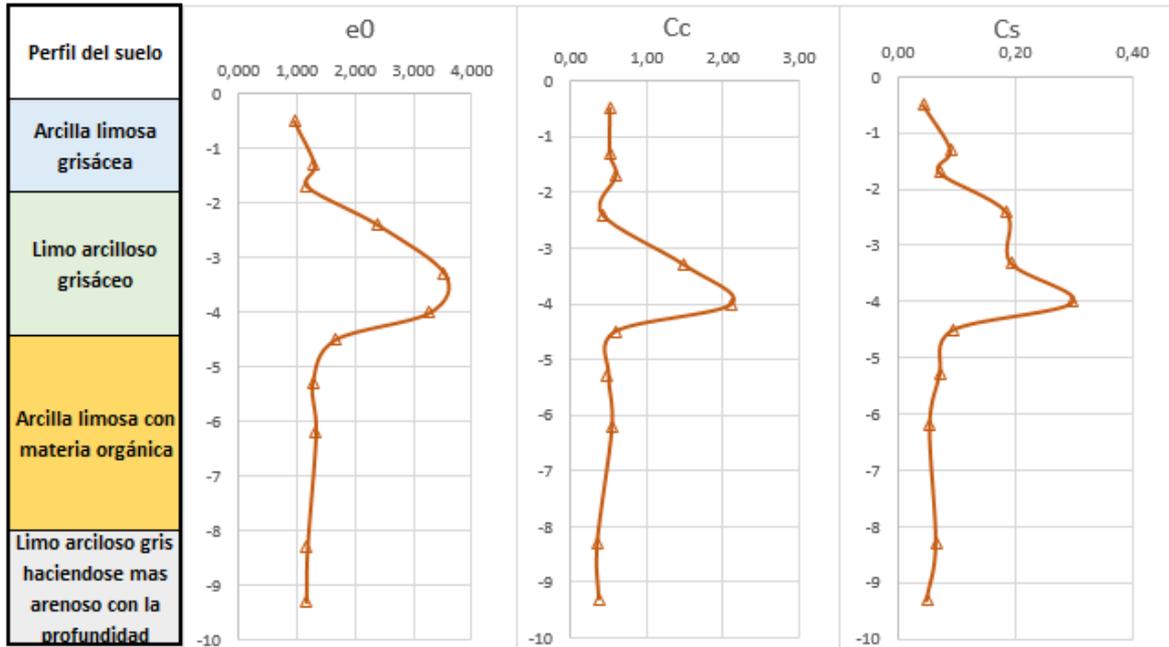


Imagen 19 Parámetros obtenidos en los ensayos edométricos

Se observa que los valores de los coeficientes de compresión e hinchamiento se mantienen constantes con la profundidad excepto en el tramo comprendido entre los 2 y 4 metros de en los que aumentan considerablemente el valor de los parámetros, lo cual da indicios acerca de cuál es



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



el estrato con mayor deformabilidad. Se tiene un valor medio de 0,52 para C_c y 0,08 para C_s , excepto en el tramo entorno a los tres metros de profundidad donde se alcanzan valores de 2,52 y 0,19 para C_c y C_s respectivamente.



4 AUSCULTACIÓN DEL TERRAPLÉN

4.1 INTRODUCCIÓN

En este apartado se describe la auscultación realizada al terraplén de Mogro. Esta instrumentación, como se verá más adelante, ha sido empleada para la comparación de los resultados de cálculo numérico realizado.

En el terraplén objeto de este estudio, se colocaron diversos elementos de auscultación, con la finalidad de definir que parámetros que definieran el comportamiento del suelo hasta que se produjera la rotura de este.

Estas medidas responden a una doble exigencia:

- Asegurar un coeficiente de seguridad suficiente para evitar desórdenes de consecuencias graves
- Mejorar los métodos de previsión, confrontando constantemente los resultados de la instrumentación con las previsiones de los cálculos

A continuación, se procede a realizar una breve introducción de los aparatos empleados en este caso.

4.2 PLACAS DE ASIENTO

Permiten la determinación de los asientos que se producen en la superficie del terreno a medida que se construye el terraplén.

En el terraplén de Mogro, objeto de este trabajo, se colocaron dos placas de asiento de acero de 50 cm de lado y 5 cm de espesor, la cuales estaban apoyadas superficialmente en el terreno.

Respecto a los elementos que a conformaban, constaban de las siguientes partes:

- Una brida soldada a la que se fija un manguito de PVC que permite enlazar sucesivos tubos del mismo material.
- Tubos de 36 mm de diámetro exterior y 2 metros de longitud, los cuales enlazando sucesivamente y fijados con pegamento rápido a los maguitos de unión.
- Tubo de 85 mm de diámetro exterior para proteger y aislar el sistema de auscultación del relleno del terraplén el cual descansa en la propia placa de asiento



- Placa de poliestireno expandido para apoyo del tubo de protección sobre la placa de asiento

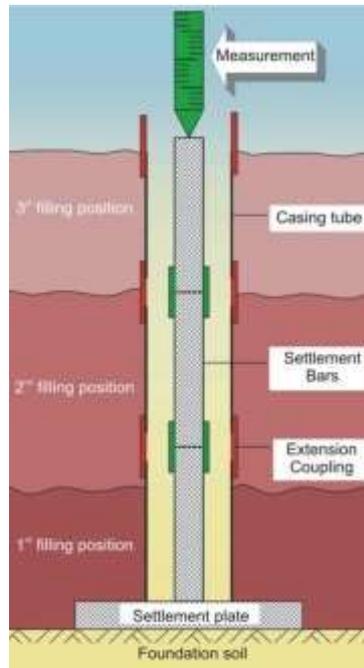


Imagen 20 Esquema de una Placa de asiento

4.3 INCLINÓMETROS

Se trata de un instrumento de medición que permite medir los desplazamientos horizontales en taludes y terrenos inestables. El inclinómetro mide el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud y, de esta manera, se calcula la distribución de los movimientos laterales.

El conocimiento de las deformaciones horizontales es particularmente importante en el estudio de deslizamiento de terrenos y en el estudio de asentos de suelos blandos bajo el peso de terraplenes.

Se colocaron dos inclinómetros, uno de ellos hasta una profundidad de 11,5 metros y otro de 6,5 metros. En este caso, no se anclaron al sustrato rocoso, aunque la longitud de estos tiene el efecto de anclaje en uno de ellos y completamente libre en el otro.

En este caso, su instalación perseguía dos objetivos:

- Medida de movimientos laterales del suelo al pie del talud del terraplén.
- Determinar la tendencia de la superficie de deslizamiento.



Este instrumento de auscultación consta de las siguientes partes:

- Tubería acanalada que se introduce en el terreno, se incrementa su longitud enlazando tuberías de 2 metros de longitud a medida que se profundiza
- Aparato de lectura que consta de un torpedo o sonda y un control de medida

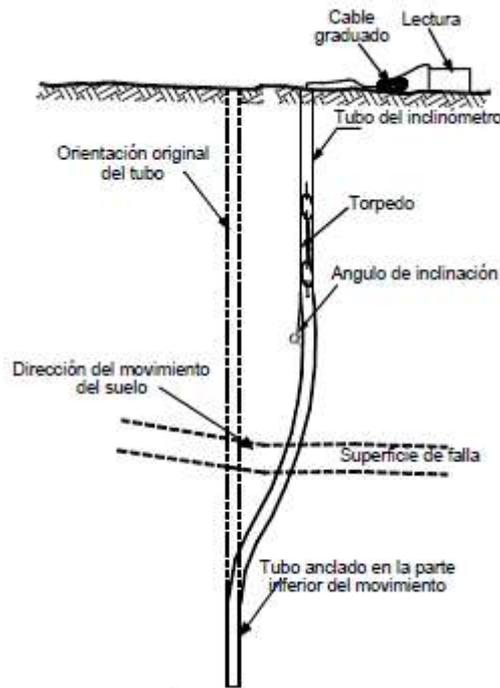


Imagen 21 Esquema de un inclinómetro (Deslizamientos: Análisis Geotécnico)

4.4 PIEZÓMETROS

Los piezómetros se emplean para la medición de las presiones intersticiales en el interior del terreno. En este caso, se emplearon con el objetivo de determinar la evolución de las presiones intersticiales durante la carga y en el momento de la rotura, con el fin de poder aplicar modelos de comportamiento en tensiones efectivas que reprodujeran el fenómeno de la forma más ajustada posible.

En este caso, se emplearon dos tipos de piezómetros: Piezómetros eléctrico y piezómetros neumáticos.

4.4.1 Piezómetros eléctricos

Se colocaron dos piezómetros eléctricos en el terraplén objeto de este estudio.



Fueron desarrollados en la Cátedra de Geotecnia, tomando como base un transductor de presión intersticial estándar. Su disposición respondía a la necesidad de contrastar los resultados de la medición de los piezómetros neumáticos.

La captación de la presión intersticial se realiza a través de un cono roscado a un cuerpo cilíndrico hueco cuyo tercio central está formado por bronce poroso. El agua penetra hasta una cámara central en contacto con el elemento sensor.

4.4.2 Piezómetros neumáticos

Se colocaron un total de diez piezómetros neumáticos distribuidos por la zona de trabajo. Seis de ellos se colocaron bajo el terraplén y los cuatro restantes, a pie de terraplén ligeramente separados del mismo en la dirección en la que se preveía que iba a producirse la rotura, con el fin de determinar el incremento de las presiones intersticiales en esa área.

El principio de funcionamiento de los mismos se basa en inyectar gas a presión por un tubo cuyo extremo está bloqueado por una membrana, que a su vez está en contacto con el agua exterior. Cuando las presiones se igualan, la línea se desbloquea y comienza la salida de gas por la línea de retorno. En ese momento, la presión medida en el manómetro corresponde a la presión intersticial en ese punto del terreno.

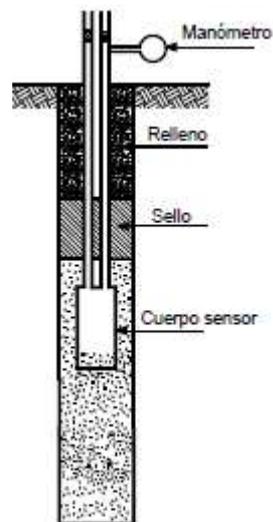


Imagen 22 Esquema general de un piezómetro neumático (*Deslizamientos: Análisis Geotécnico*)



4.5 CÉLULAS DE PRESIÓN DE TIERRAS

Se instalaron células de presión con el objetivo de obtener que carga se estaba transmitiendo al terreno de apoyo en cada fase de construcción del terreno.

Se instalaron células de presión rectangulares de dimensiones 10 x2 20 cm y circulares con un diámetro de 120 mm.

Las células de presión total están formadas por dos placas de acero soldadas entre las cuales se encuentra situado un fluido considerado incompresible. La célula está conectada mediante un tubo de acero a un transductor formando un circuito hidráulico cerrado. Cuando se aplica una presión sobre la célula esta presuriza el fluido y permite medir la presión en el transductor.



Imagen 23 Células de presión

4.6 VARILLAS DE CONTROL

Las varillas de control se emplearon para el registro de la geometría de la superficie de rotura.

Su funcionamiento se basa en que cuando se produce la rotura, se genera el corte de las varillas por el esfuerzo de cizallamiento debido a la masa deslizada. La extracción posterior de las mismas permite delimitar de forma bastante ajustada la profundidad afectada por el deslizamiento.

En este caso, se emplearon varillas cilíndricas de metacrilato huecas de diámetro interior 25 mm. El material empleado tiene la ventaja de que, al ser muy flexible, permitió un manejo adecuado durante su instalación y tiene un comportamiento muy frágil frente a esfuerzo cortante.



4.7 CONTROL TOPOGRÁFICO DE MOVIMIENTOS

Se recurrió al empleo de un conjunto de instrumentos topográficos para el control de movimientos. Se empleó para el control de movimientos en cabeza de algunos de los elementos de auscultación y seguimiento del comportamiento de la plataforma del terreno inmediata al pie del talud del terraplén.



5 MODELO NUMÉRICO DE CÁLCULO

5.1 INTRODUCCIÓN

Debido a que el comportamiento de los suelos es elastoplástico no lineal, para poder resolver los problemas numéricos relacionados con ellos, es habitual emplear programas informáticos basados en los elementos finitos. Los elementos finitos se basan en dividir elementos a estudiar en un elevado número de celdas, las cuales están unidas mediante nodos. Estos nodos son configurados con grados de libertad, los cuales se definen en función de las condiciones de contorno de cada situación. En este caso, se empleará un software basado en elementos finitos denominado PLAXIS 2D V8.2.

Se trata de un programa de cálculo en 2D basado en el método de elementos finitos, el cual permite ejecutar cálculos elasto-plásticos, análisis de estabilidad y consolidación, y estudios de estabilidad. La introducción de los parámetros se lleva a cabo de manera simple, lo que permite generar complejos modelos de forma rápida y obtener representaciones gráficas de los resultados de los cálculos.

5.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MODELO

Se llevará a cabo el cálculo en deformación plana, ya que el terraplén se ha construido de tal forma que se den las condiciones para que se lleve a cabo de esta forma.

La malla de elementos finitos está compuesta por elementos triangulares de 15 nodos y puntos de tensión como los que se muestran en la siguiente imagen:



Imagen 24 Elementos triangulares que conforman la malla de elementos finitos

Las unidades empleadas son las del siguientes:

Fuerza: kN

Tensión: kN/m²



Peso específico: kN/m³

Longitud: metros

Tiempo: días

5.3 ANÁLISIS PREVIO SOBRE EL TIPO DE CÁLCULO A REALIZAR

Previa a la introducción del modelo, se ejecutó un análisis con el mismo software a emplear para decidir cómo se llevará a cabo la aplicación de la carga, si se introducirá el terraplén como una carga distribuida o por fases, simulando el proceso constructivo del mismo, debido a que Plaxis te da una gran variedad de opciones a la hora de ejecutar análisis geotécnicos.

Por lo tanto, con el objetivo de determinar cuáles son las condiciones de cálculo más adecuadas a llevar a cabo en este caso, se ha llevado a cabo un análisis de las diferentes alternativas que se pueden llevar a cabo con el programa Plaxis.

5.3.1 Modelo estudiado

Para este estudio, se ha empleado el ejemplo de ejecución de terraplén de una carretera que muestra Plaxis en su manual “*Tutorial*”. Se ha decidido trabajar con él en este apartado debido a que los materiales que componen el terreno son suelos blandos, como en el caso del terreno objeto de este proyecto y, además, se trata de un modelo más sencillo, lo que permitirá llevar el análisis de una forma más rápida.

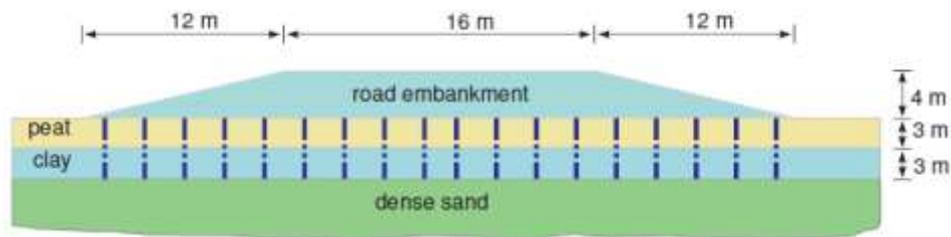


Imagen 14 Terreno de ejemplo de Plaxis

Una vez modelizado el terreno en Plaxis, se ha definido el punto A para el cual se analizará que parámetros se pueden analizar en cada caso, así como el valor de estos.

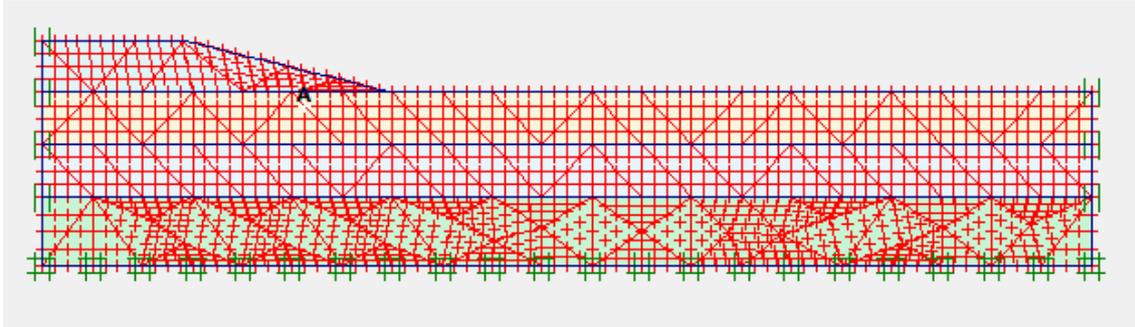


Imagen 15 Modelo de elementos finitos de Plaxis del terreno del ejemplo

5.3.2 Análisis de comportamiento sin drenaje

Debido a la naturaleza del material, el análisis se llevará a cabo con la aplicación de la carga sin drenaje debido a que, como se ha mencionado en apartados anteriores, una de las características principales de estos materiales es su baja permeabilidad. Plaxis permite evaluar este comportamiento mediante diferentes tipos de análisis:

- **Análisis de tensiones efectivas con parámetros de rigidez efectiva.** Seleccionando esta opción, el programa incorpora el módulo de compresibilidad del agua al módulo de compresibilidad del suelo y, por lo tanto, transforma los parámetros de rigidez efectivos E' y ν' en parámetros de rigidez sin drenaje E_u y ν_u . De este modo, Plaxis diferencia entre la presión intersticial y el incremento de presión intersticial generada por la aplicación de la carga. El presente trabajo se centrará en este tipo de análisis.
- **Análisis de tensiones efectivas con parámetros de resistencia efectivos.** En general, el comportamiento de un suelo queda bien caracterizado mediante los parámetros resistentes de Mohr Coulomb c' y ϕ' . La ventaja de emplear este tipo de cálculo en condiciones no drenadas es que se obtiene automáticamente el incremento de la resistencia al corte sin drenaje con la consolidación.
- **Análisis de tensiones efectivas con parámetros resistentes sin drenaje.** Esta opción únicamente es válida en la aplicación de los modelos de comportamiento Mohr Coulomb y Hardening Soil. Para llevar a cabo esta opción, de debe introducir $\phi = \phi_u = 0$ y $c = c_u$.
- **Análisis en tensiones totales con parámetros resistentes sin drenaje.** Los parámetros resistentes introducidos serían los mismos que en el caso anterior, pero en este caso, no se pueden obtener las presiones intersticiales que se generan en el suelo por la aplicación de la carga.



5.3.3 Análisis de tensiones efectivas con parámetros efectivos

En este caso, la presión intersticial en el suelo, habitualmente causada por agua, contribuye al estado de tensiones total. De acuerdo con el principio de Terzaghi, la tensión total se puede dividir en tensión efectiva del terreno, la presión intersticial activa y la presión de agua.

$$\sigma = \sigma' + \sigma_w$$

Sin embargo, se asume que el agua no aporta resistencia tangencial, por lo que la resistencia tangencial efectiva es igual a la total.

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + \sigma_w$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + \sigma_w$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + \sigma_w$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy}$$

$$\sigma_{yz} = \sigma'_{yz}$$

$$\sigma_{zx} = \sigma'_{zx}$$

Por otra parte, se lleva a cabo una distinción entre la presión intersticial hidrostática p_{steady} y la presión intersticial generada por la aplicación de una carga p_{excess} .

$$\sigma_w = p_{steady} + p_{excess}$$

Derivando esta expresión respecto del tiempo, se obtiene que la variación de la presión intersticial equivale a la variación de la presión intersticial debido a una carga.

$$\dot{\sigma}_w = \dot{p}_{excess}$$

Invirtiendo la Ley de Hooke se obtiene que:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}'_{xx} \\ \dot{\epsilon}'_{yy} \\ \dot{\epsilon}'_{zz} \\ \dot{\gamma}'_{xy} \\ \dot{\gamma}'_{yz} \\ \dot{\gamma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix}$$

Y sustituyendo las tensiones por las expresiones del principio de Terzaghi, se tiene:



$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix}$$

Considerando el agua ligeramente compresible se tiene la siguiente expresión para la variación de la presión intersticial:

$$\dot{\sigma}_w = \frac{K_w}{n} (\dot{\epsilon}_{xx}^e + \dot{\epsilon}_{yy}^e + \dot{\epsilon}_{zz}^e)$$

Donde K_w es el módulo de compresibilidad del agua y n la porosidad del suelo.

Sustituyendo en la matriz anterior los términos efectivos por los no drenados, se tendría lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix}$$

Donde Plaxis emplea las siguientes expresiones para llevar a cabo la transformación de parámetros efectivos a no drenados:

$$E_u = 2G(1 + \nu_u) \quad \nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')} \quad E' = \frac{2(1 + \nu')}{3} E_u$$

$$\mu = \frac{1}{3} \frac{K_w}{n K'} \quad K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')}$$

5.3.4 Terraplén aplicado en una fase sin consolidación y sin drenaje

Para llevar a cabo este cálculo, el Tipo de cálculo se establece como *Plástico*. Se asume que el terraplén es una carga rápida aplicada en una sola fase sobre el terreno sin permitir que el suelo experimente ningún tipo de consolidación.

Una vez finalizado el cálculo, se obtiene que se produce la rotura del suelo para un valor de la carga inferior a la equivalente a la totalidad del terraplén, al 55% del terraplén.



Plaxis considera que el suelo ha colapsado cuando la carga aplicada en el escalón reduce a la mitad el valor de los escalones sucesivos de cálculo y cuando el valor actual de la rigidez alcanza un valor inferior a 0,02. La rigidez relativa analiza que cantidad de plastificación ha sucedido durante el escalón de carga. Se define el CSP como:

$$CSP = \frac{\text{Trabajo total}}{\text{Trabajo total elástico}}$$

Una vez finalizado este cálculo, lo único que se puede analizar que pueda resultar interesante, es la *curva carga aplicada-asiento*. El parámetro *Sum-Mstage* refleja la proporción del volumen del terraplén que se encuentra aplicado en cada momento; en el caso de que estuviera activo todo el suelo, su valor sería la unidad.

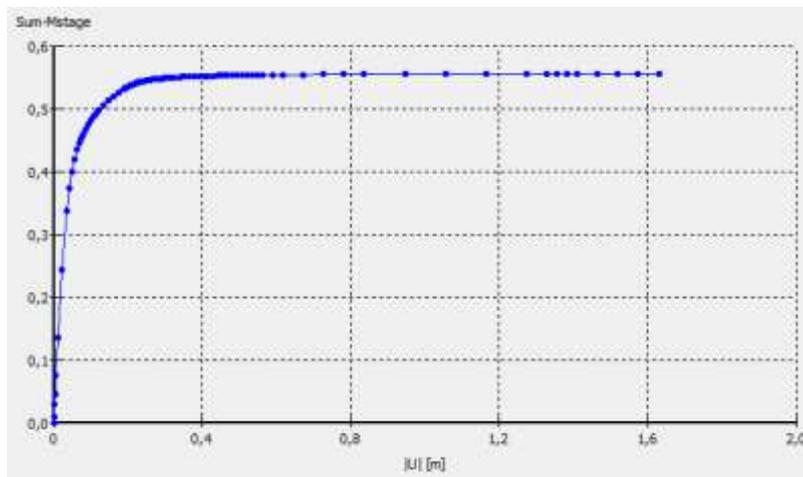


Imagen 25 Relación tensión carga-desplazamiento

El principal inconveniente de este modelo es que no tiene en cuenta el proceso de consolidación, que tiene gran importancia en los suelos blandos, por lo que se descarta este tipo de cálculo.

5.3.5 Terraplén ejecutado considerando la consolidación del terreno

En esta situación se llevan a cabo dos fases en el cálculo: la primera fase sería la construcción del terraplén y la segunda fase el proceso de consolidación debido a la carga.

Se han evaluado diferentes tiempos de aplicación de la carga para analizar su influencia a la hora de configurar el modelo, ya que, en el caso del terraplén de Mogro, su ejecución se llevó a cabo en 4 días por lo que sería interesante analizar la influencia de tener en cuenta o no ese tiempo.

Se han llevado a cabo 3 tipos de análisis, todos ellos con una duración de construcción del terraplén de 5 días. Al tratarse de suelos arcillosos, la permeabilidad es tan baja que una duración de 5 días de ejecución del terraplén puede considerarse una velocidad baja o moderada:



- Terraplén se aplica en una sola tongada de manera progresiva, permitiendo que el suelo vaya consolidando.
- Terraplén aplicado en 2 tongadas de 2 metros, asignando a cada tongada 1,5 días de construcción y además 2 días intermedios de consolidación
- Terraplén aplicado en 4 tongadas de 1 metro, asignando a cada tongada 0,5 días de construcción y además 1 días de consolidación intermedio.

5.3.5.1 Terraplén aplicado en una tongada de 4 metros

En este caso, se obtiene la siguiente gráfica en la que se muestra la evolución del desplazamiento del punto A con el tiempo.

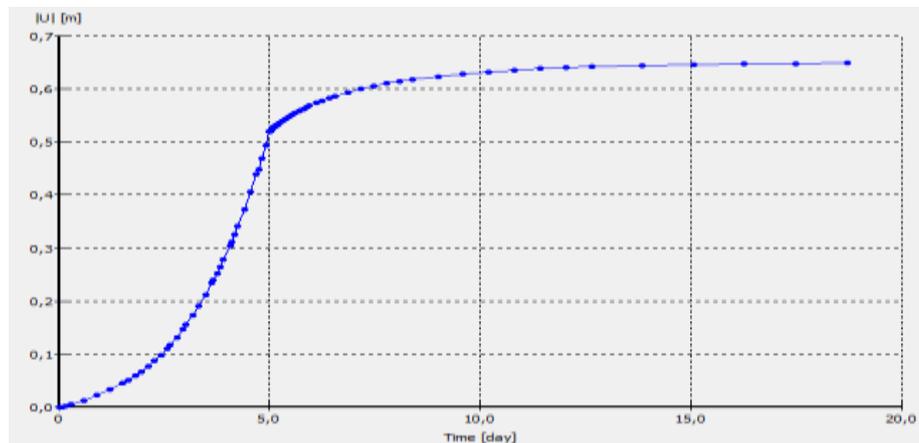


Imagen 16 Evolución de los desplazamientos en el punto A

Analizando la gráfica de evolución de asentamientos en el tiempo, se observa un quiebro en el día número 5, el cual corresponde a la finalización del terraplén; se observa que en ese punto los desplazamientos empiezan a aproximarse a una asintota, lo que indica que se está aproximando a la rotura. Una vez finalizado el terraplén, se deja consolidar el suelo hasta que las presiones intersticiales generadas se disipen. Se considera que la consolidación finaliza a los 18 días.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

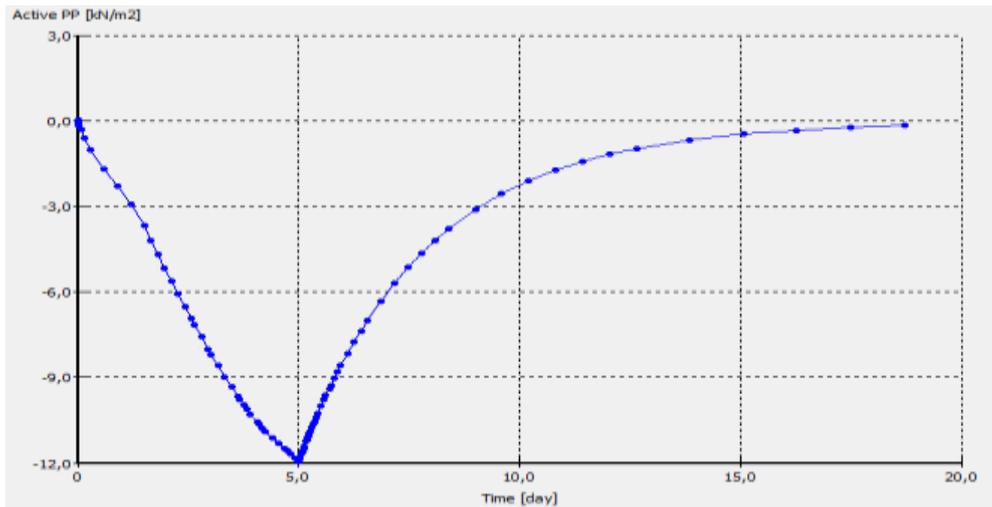


Imagen 17 Evolución de presiones intersticiales

La desventaja de este proceso constructivo es que no tiene en cuenta la consolidación por superposición de cargas ni la rigidización del suelo que se produce al ejecutar el terraplén por tongadas. Por ello, se llevará a cabo un cálculo por tongadas, para analizar que influencia tiene este fenómeno.

5.3.5.2 Terraplén ejecutado en 2 tongadas de 2 metros

En este caso, la evolución de las presiones intersticiales es la siguiente:

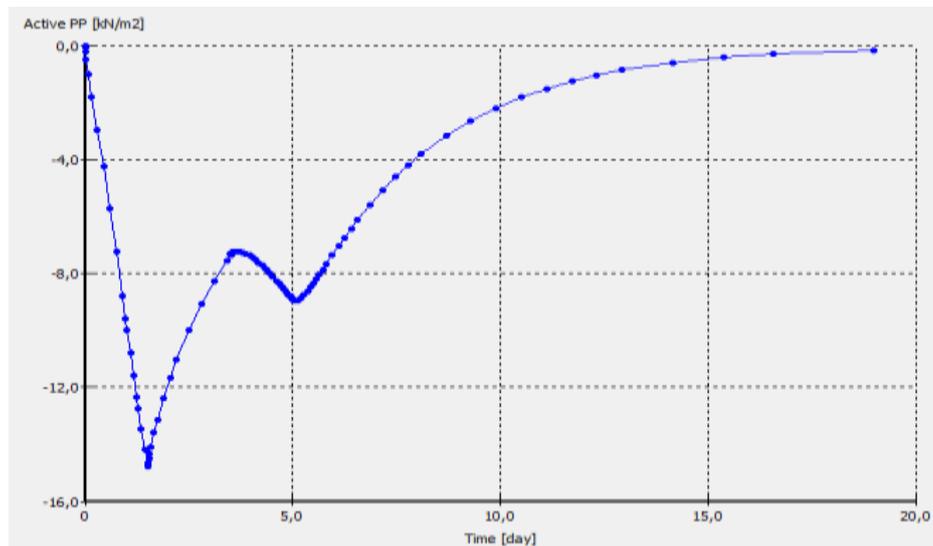


Imagen 18 Evolución de la presión intersticial

Se observan 2 quiebros, los cuales corresponden a la aplicación de las tongadas. En este caso, al aplicarse la mitad del terraplén de manera más rápida que en el caso anterior, el incremento de las presiones intersticiales es mayor durante la aplicación, alcanzándose un valor máximo próximo a



los 14 kPa. Al haberse establecido un periodo de consolidación de 2 días antes de la aplicación de la siguiente tongada, se ha producido una disipación de presiones intersticiales que han generado el aumento de la tensión efectiva en el terreno y, por lo tanto, un aumento de su resistencia.

El tiempo de disipación de las presiones intersticiales hasta cero una vez finalizada la construcción en ambos casos es similar, debido a que, en el segundo caso, debido a la rigidización del suelo la permeabilidad se disminuye lo que hace que alargue la disipación de las presiones. Por lo tanto, el efecto de tener menos presiones intersticiales generadas a la finalización de la construcción del terraplén se anula con el aumento de la permeabilidad.

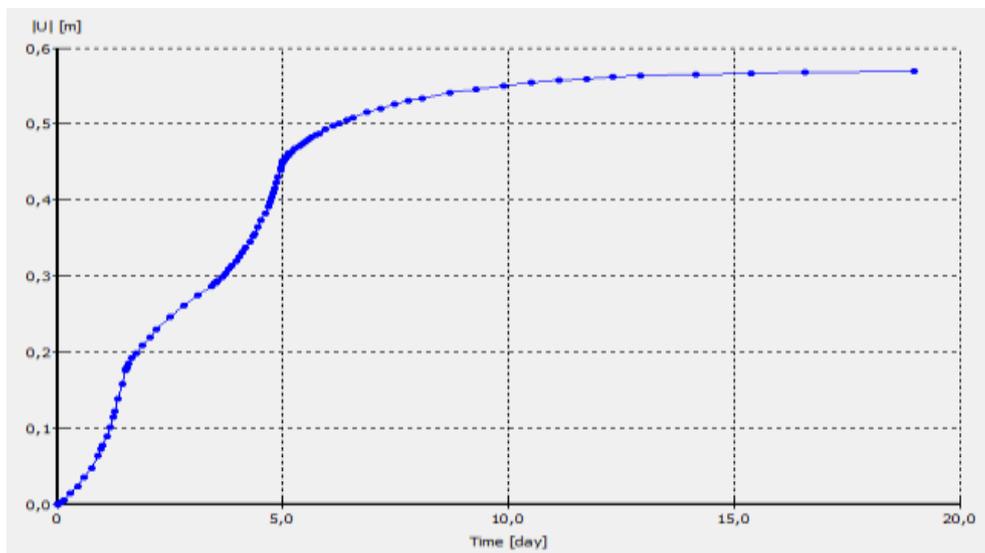


Imagen 19 Evolución de asentamientos

Analizando el valor de los asentamientos, en este caso se alcanza un asiento 10 cm inferior al del caso anterior. Esto puede estar asociado al aumento de rigidez que ha sufrido el suelo previamente a la aplicación de la carga como se ha comentado anteriormente.

Además, al aplicar la carga por fases se está teniendo en cuenta el efecto de superposición de procesos de consolidación en el terreno. Se trata de superposición cuando, durante un proceso de consolidación por efecto de unas determinadas cargas, se produce otro incremento adicional de carga, dando lugar a un nuevo proceso de consolidación que se superpone al existente. Estos procesos de consolidación pueden sumarse independientemente, hasta tal punto que implica que los asentamientos debidos a la carga inicial se siguen produciendo como si no se hubiese incrementado la carga, resultando el asiento total una suma de los asentamientos generados por la primera carga y la segunda de manera totalmente independiente.



Cuando se aplica una nueva carga, la resistencia del suelo ha ido aumentando por el proceso de consolidación existente, lo que genera que los procesos de consolidación posteriores generen asientos inferiores.

En ambas gráficas se pueden diferenciar las diferentes fases de cálculo llevadas a cabo y pudiendo llevar a cabo un análisis bastante ajustado a la realidad.

5.3.5.3 Terraplén ejecutado en 4 tongadas de 1 metro de espesor

Se ha llevado a cabo el análisis del comportamiento del suelo en el caso de que el terraplén se ejecute en pequeñas tongadas, para ver cómo influye el espesor de las mismas en el cálculo.

Representando gráficamente la evolución del desplazamiento y de las presiones intersticiales en el punto A, se obtiene lo siguiente:

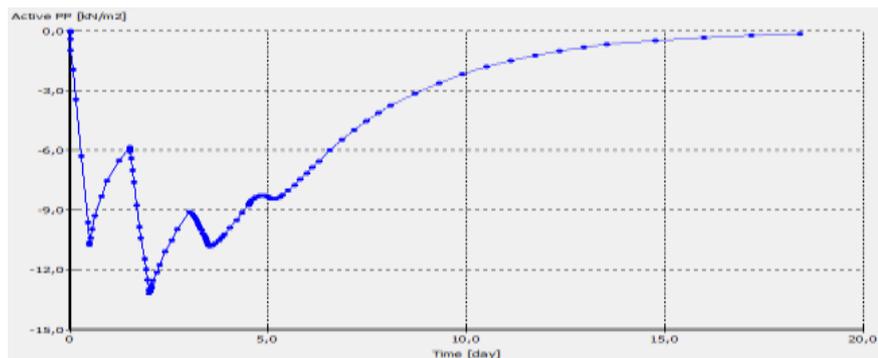


Imagen 21 Evolución de las presiones intersticiales

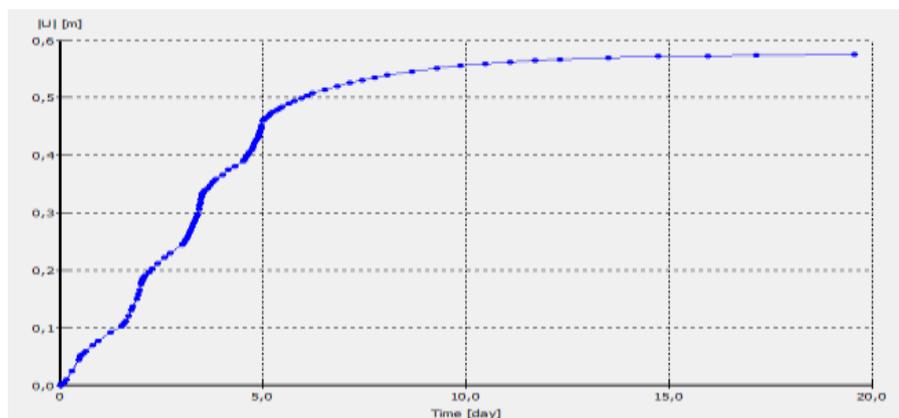


Imagen 22 Evolución de los asientos



5.3.6 Conclusión

Si comparamos las gráficas de evolución de los asientos y presiones intersticiales de los 3 casos teniendo en cuenta la consolidación, se obtiene lo siguiente:

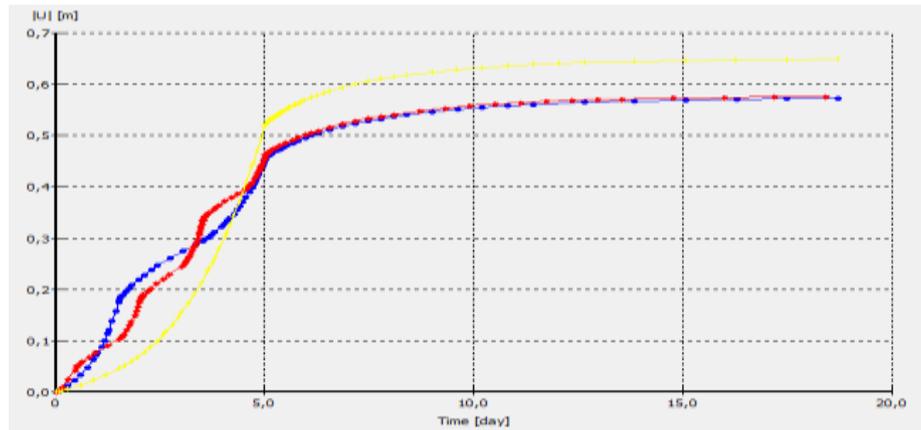


Imagen 23 Comparativo de evolución de los asientos

En los casos de aplicación por fases, los asientos que se obtienen en el corto plazo son mayores debido que se aplica una carga mayor en un menor tiempo y en menor tiempo que en el caso del terraplén continuo.

Sin embargo, en el largo plazo, por el efecto de la carga escalonada, hace que aumente la rigidez del suelo durante su construcción y se produzcan asientos menores. Por lo que resulta importante introducir el terraplén en el terreno por tongadas para tener en cuenta este efecto.

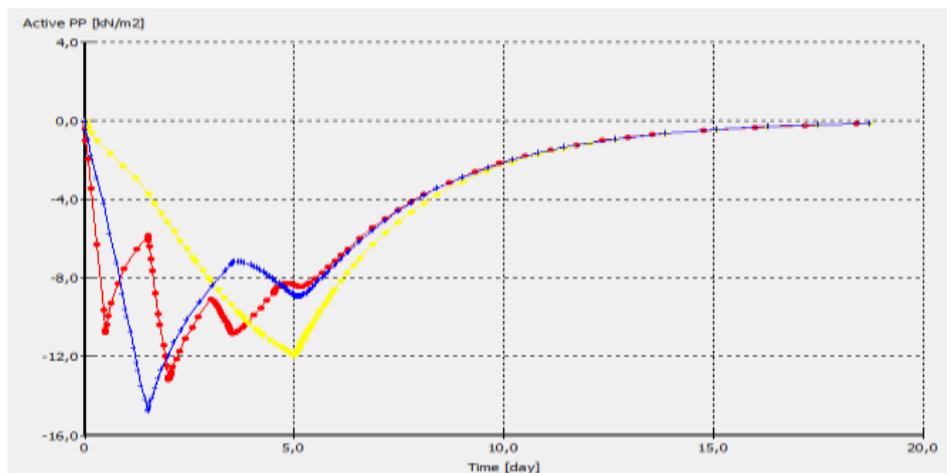


Imagen 24 Comparativo de evolución de las presiones intersticiales

Para llevar a cabo el análisis del comportamiento del suelo objeto de este proyecto, se aplicará la carga sin drenaje y teniendo en cuenta la consolidación. El terraplén de Mogro se ejecutó en tongadas de 1 metro de espesor aproximadamente, con paradas nocturnas intermedias, por lo tanto,



la construcción del terraplén en el modelo se simulará reproduciendo las tongadas que se aplicaron in-situ para ajustarse mejor a la realidad, debido a que se ha observado la importancia de tener en cuenta la consolidación que se produce en el tiempo que transcurre entre una tongada y la siguiente.

Por lo tanto, el análisis del comportamiento del suelo se llevará a cabo aplicando el modelo de comportamiento Cam Clay Modificado y el tipo de cálculo definido en Plaxis como “Undrained”.

5.4 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO EMPLEADO

5.4.1 Introducción del modelo del suelo

Una vez decidido como se llevará a cabo el cálculo, se procede a la construcción del modelo. Para la definición del modelo de cálculo, se han establecido los espesores de estratos en función de los parámetros obtenidos en los ensayos de reconocimiento del terreno y de los parámetros resistentes. Para una aproximación más ajustada a la realidad, se han dividido los niveles 1 3 y 4 en 2 subniveles para poder asignarles los parámetros de cohesión, ángulo de rozamiento y permeabilidad obtenidos a partir de los ensayos, debido a que existe cierta heterogeneidad. Con ello, se han definido 7 niveles diferentes, los cuales conforman el modelo mostrado a continuación:



Imagen 26 Perfil del terreno empleado en el modelo CCM

Se llevó a cabo una zanja a pie del terraplén con el objetivo de acelerar el proceso de rotura del terraplén experimental.

Por lo tanto, se tienen los siguientes niveles:



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Tabla 5 Niveles del terreno considerados

NIVEL	PROFUNDIDAD (m)
Nivel 1	0 - 1
Nivel 1.1	1 - 2
Nivel 2	2 - 3,5
Nivel 2.1	3,5 - 4,5
Nivel 3	4,5 - 7,5
Nivel 3.1	7,5 - 8,5
Nivel 4	8,5 - 15

Los parámetros empleados para cada material son los siguientes:



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



Tabla 6 Parámetros geotécnicos del modelo

Parámetros modelo	Nivel 1	Nivel 1.1	Nivel 2	Nivel 2.1	Nivel 3	Nivel 3.1	Nivel 4
Espesor (m)	1,0	1,0	1,5	1,0	3,0	1,0	6,0
Densidad saturada (kN/m ³)	18,4	15,3	14,6	14,7	17,4	17,4	17,1
Densidad de partículas (kN/m ³)	24,7	25,8	22,9	27,3	26,8	26,6	26,7
Humedad (%)	29,4	47,2	132,0	45,0	43,0	43,7	43,0
Tensión efectiva en mitad del estrato (kN/m ²)	4,20	11,05	17,15	22,95	36,40	51,20	76,20
Índice de poros inicial	0,937	1,229	3,000	1,643	1,286	1,171	1,140
Coefficiente de compresión, C _c	0,52	0,56	1,80	0,59	0,53	0,36	0,37
Coefficiente de hinchamiento, C _s	0,04	0,08	0,23	0,09	0,07	0,05	0,05
Presión de preconsolidación (kN/m ²)	50,00	55,00	55,00	22,53	36,65	51,45	74,60
Módulo edométrico (kN/m ²)	538,0	774,8	553,8	1159,0	1893,0	438,0	2151,0
Coefficiente de compresión, λ	0,226	0,243	0,783	0,257	0,230	0,157	0,161
Coefficiente de hinchamiento, K	0,035	0,070	0,200	0,078	0,057	0,043	0,043
Pendiente de la línea crítica M	1,113	1,200	0,772	0,772	1,418	1,418	1,200
Razón de sobreconsolidación	11,90	4,98	3,21	1,00	1,00	1,00	1,00
Cohesión efectiva (kN/m ²)	10,0	8,0	10,0	10,0	8,0	15,0	15,0
Angulo de rozamiento interno (°)	28,0	30,0	20,0	20,0	35,0	35,0	30,0
Coefficiente de consolidación vertical (m ² /día)	7,7E-03	1,2E-03	1,8E-03	2,3E-04	3,9E-04	3,6E-03	3,6E-04
Permeabilidad (m/día)	1,4E-04	1,5E-05	3,3E-05	2,0E-06	2,0E-06	8,3E-05	1,6E-06

5.4.2 Aplicación de la carga

El siguiente paso en el programa es introducir la carga que se va a aplicar sobre el terreno. Como se ha establecido en el apartado anterior, se ejecutará por tongadas.

En el informe del ensayo in-situ se pueden obtener el ritmo de construcción del terraplén, en el cual se detalla el espesor de cada tongada en función del tiempo utilizado en su puesta en obra. Una vez modelizado el terraplén, se tendría el siguiente modelo:



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

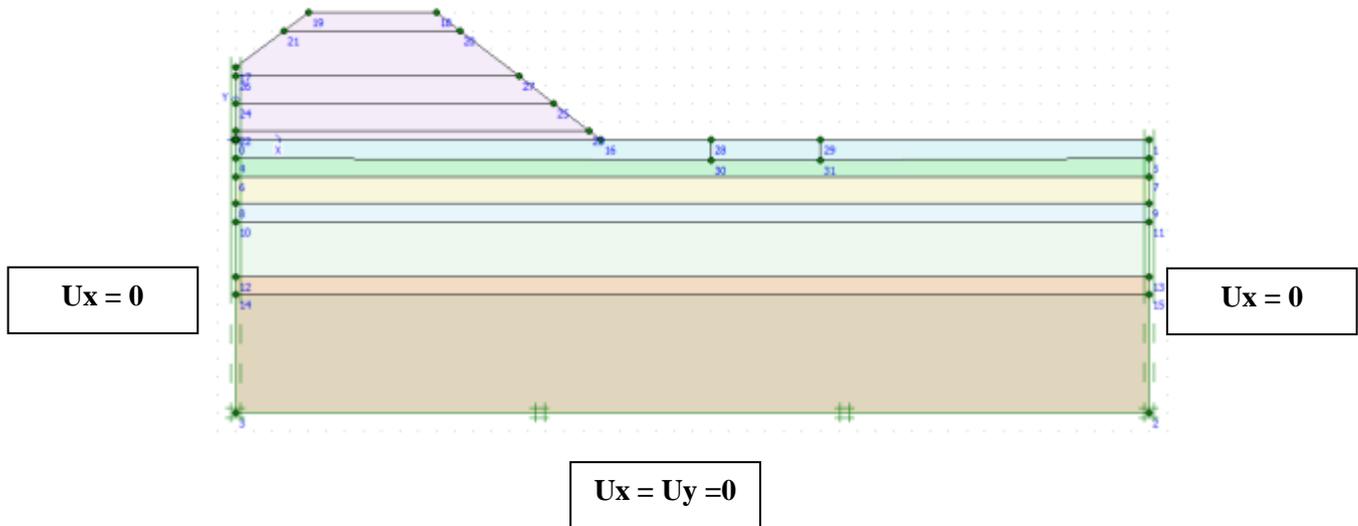


Imagen 28 Condiciones de contorno del modelo numérico

5.4.4 Generar la malla

El siguiente paso sería la generación de la malla. Plaxis da varias opciones respecto al tamaño de la malla. Un tamaño de malla pequeño tiene la ventaja de que aporta resultados más exactos al formarse la malla mediante un mayor número de elementos. Sin embargo, el inconveniente principal es que se tienen muchos nodos para procesar lo que puede llevar a cabo que el tiempo de cálculo sea excesivamente largo. Por el contrario, un tamaño de malla grande puede llevarnos a resultados poco exactos. En este caso, se ha escogido el tamaño de malla medio.

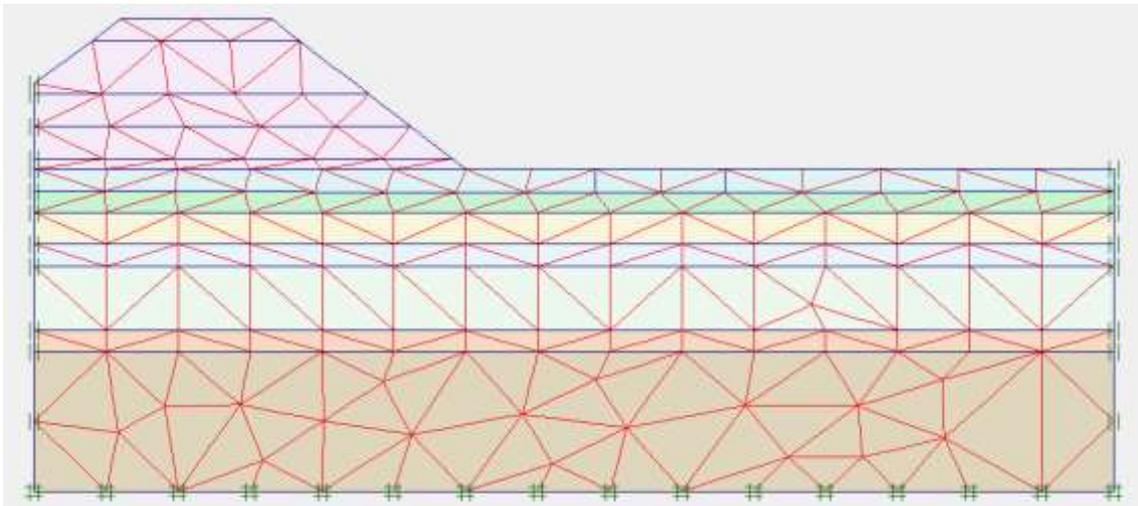


Imagen 29 Malla del modelo numérico



5.4.5 Condiciones iniciales

En este apartado, se deben introducir las condiciones iniciales del modelo, las cuales son principalmente las referidas al nivel freático y los límites laterales.

En primer lugar, se establece el nivel freático en la profundidad que corresponda, en este caso, en superficie.

Una vez fijado, se pasa a los límites laterales del suelo. En caso de no cerrarlos de alguna forma, Plaxis los toma por defecto como drenantes; en este caso, al tratarse de arcillas, lo más adecuado es cerrar los límites tanto laterales como inferior.

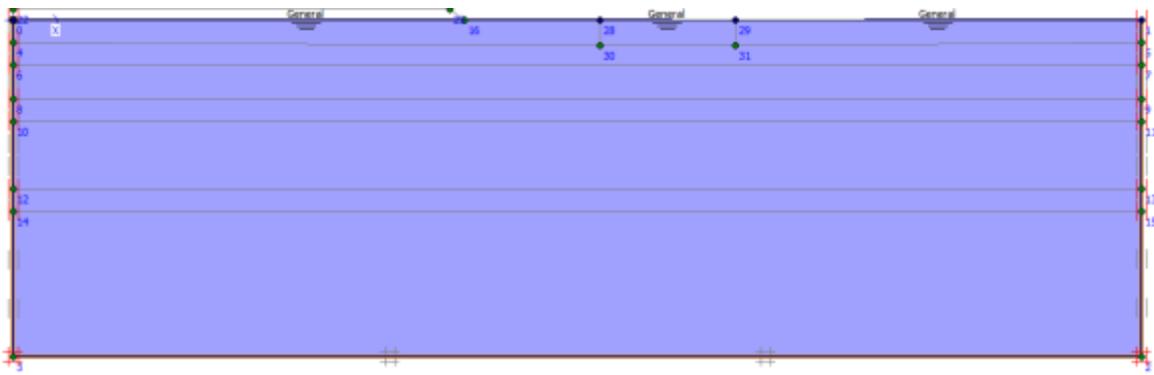
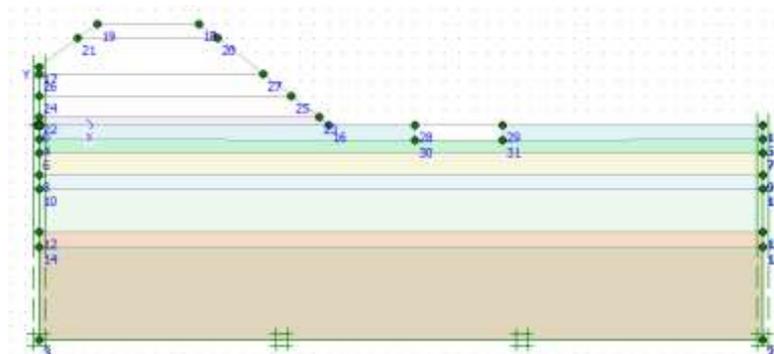


Imagen 30 Condiciones iniciales de nivel freático

5.4.6 Fases de cálculo

Al construirse 5 tongadas, se han definido 9 fases de cálculo:

- Fase 0: Excavación de la zanja a pie de talud.
- Fase 1: Construcción de la primera tongada de 60 cm de espesor en un tiempo igual a 0,20 días

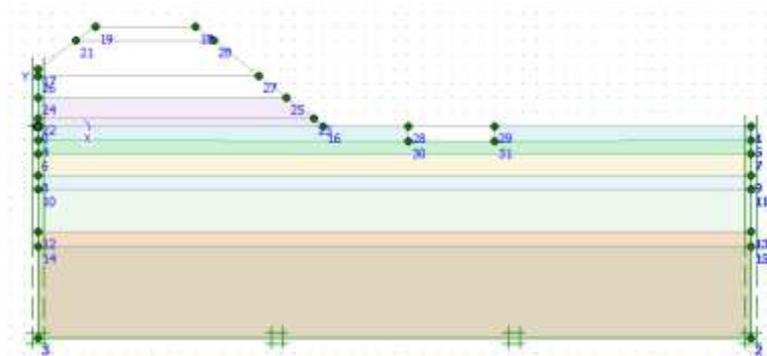


- Fase 2: Consolidación de la tongada debido al parón nocturno de los trabajadores
- Fase 3: Construcción de las tongadas 2 y 3 de 1,40 metros de espesor en total en un tiempo igual a 0,45 días.

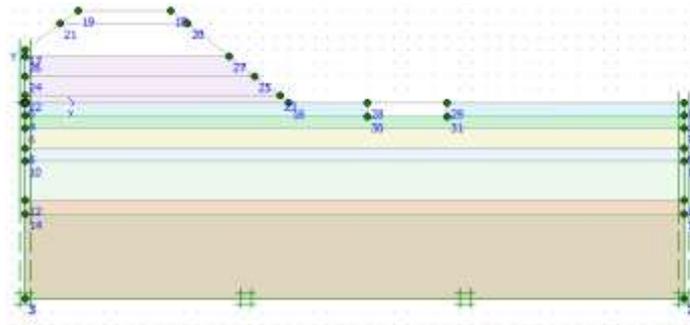


MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

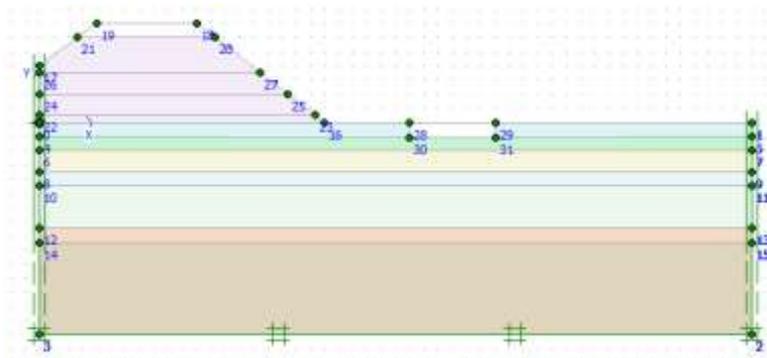
Jone Rodríguez Hervás



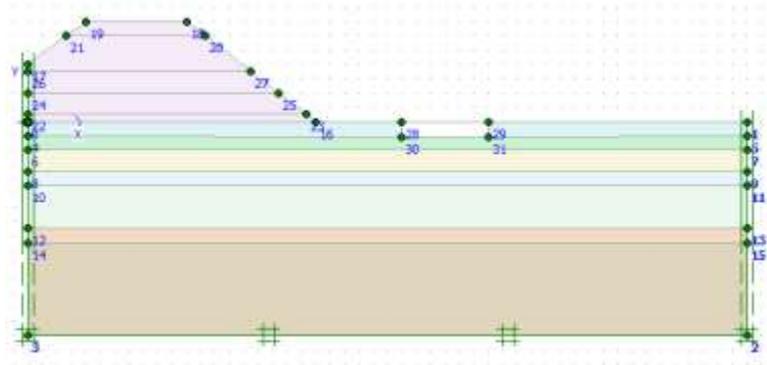
- Fase 4: Consolidación de la tongada debido al parón nocturno de los trabajadores
- Fase 5: Construcción de las tongadas 4 y 5 de 2 metros de espesor en un tiempo igual a 0,605 días.



- Fase 6: Consolidación de la tongada debido al parón nocturno de los trabajadores
- Fase 7: Construcción de las tongadas 6, 7 y 8 en un tiempo igual a 0,5 días



- Fase 8: Consolidación de la tongada debido al parón nocturno de los trabajadores
- Fase 9: Ejecución de la tongada final con la que se debería producir la rotura del suelo



5.5 RESULTADOS DEL CÁLCULO CON LOS PARÁMETROS ESTIMADOS

Una vez introducido el modelo y ejecutado los cálculos, se ha obtenido que la rotura del suelo se produce en el tercer día. Según el informe, este día se produjeron las fisuras que anuncian la rotura inminente del terraplén, por lo que se considera que el modelo está correcto.

5.5.1 Asientos bajo el terraplén

Al ejecutar el cálculo con los datos geotécnicos estimados en los ensayos de laboratorio, resulta que durante la aplicación de la tongada 5, se comienza a hacer notoria la proximidad de la rotura, debido a que el programa comienza a necesitar mayores escalones de cálculo y mayores iteraciones. Según lo establecido en la memoria redactada al llevar a cabo el experimento in situ, durante la aplicación de la octava tongada comenzaron a aparecer fisuras en el terraplén anunciando la inmediata rotura del mismo. Respecto a los asientos obtenidos, a continuación se muestra una gráfica en la que se representa los asientos obtenidos a través de las dos placas de asientos instaladas en el terraplén, así como los obtenidos mediante el modelo Cam Clay.

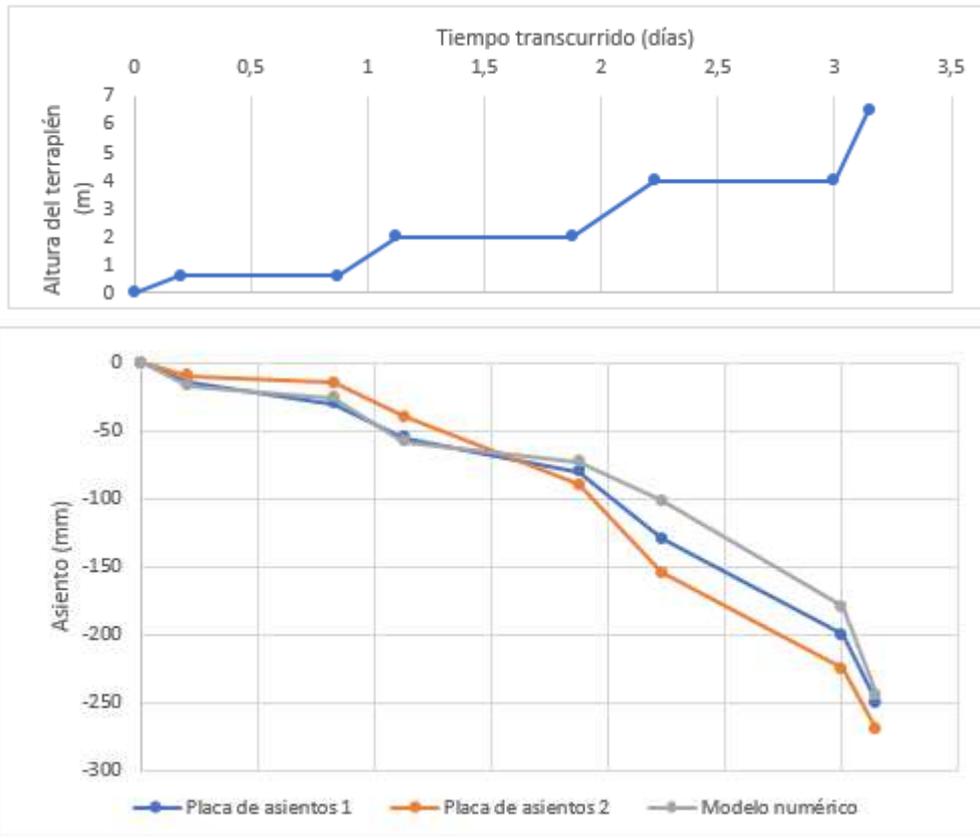


Imagen 31 Comparación asientos auscultación y modelo numérico

Se observa que, al inicio, el modelo se ajusta correctamente, pero a medida que pasa el tiempo comienza a diferir de manera importante respecto a los valores registrados. A pesar de que los primeros estratos del suelo sean sobreconsolidados, el modelo reproduce de manera muy ajustada su comportamiento.

5.5.2 Presiones intersticiales

Respecto a las presiones intersticiales registrada, a continuación, se representan dos gráficas con los resultados obtenidos con el modelo y con los piezómetros instalados en el terraplén. Como se ha mencionado en apartados anteriores, se colocaron dos tipos de piezómetros, eléctricos y neumáticos. En las siguientes gráficas, se han representados las presiones intersticiales medidas por los piezómetros neumáticos PE-8 y PE-6, donde las mediciones difieren considerablemente.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

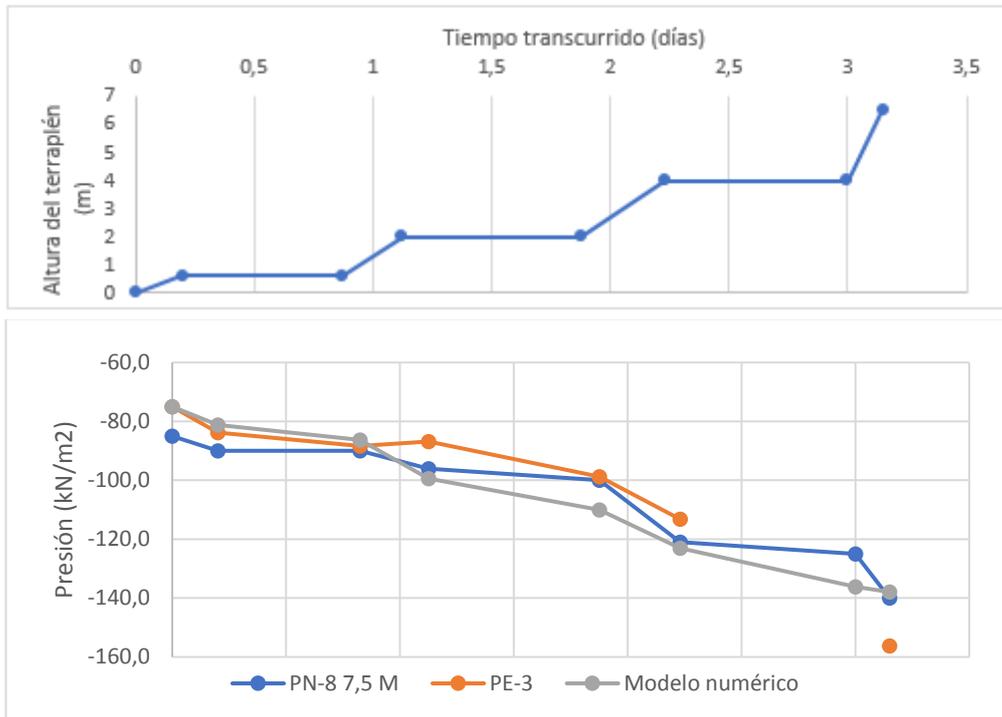


Imagen 32 Comparación resultados auscultación y modelo numérico de presiones intersticiales

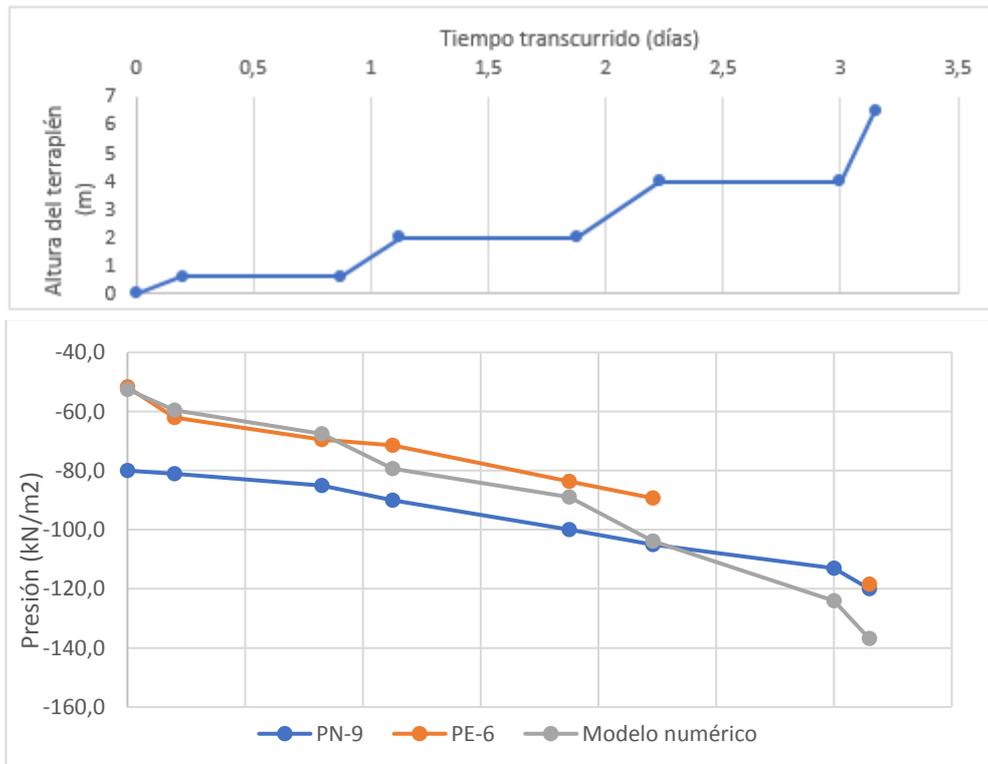


Imagen 33 Comparación de auscultación y modelo numérico de presiones intersticiales



Se puede observar la diferencia existente entre las mediciones registradas por el piezómetro neumático y eléctrico.

5.6 MODELO AJUSTADO

Analizando los resultados obtenidos con los parámetros introducidos, se observa que se lleva a cabo un buen ajuste en la parte inicial de la gráfica, no siendo de esta manera en la parte final, lo que requiere de ejecutar un ajuste de los parámetros introducidos en el modelo para que reproduzcan mejor la realidad. Los valores que se han tratado de ajustar han sido:

- **Coefficiente de compresión C_c y coeficiente de hinchamiento C_s .** Para la obtención de los valores de estos coeficientes en cada estrato, se han analizado los ensayos edométricos individuales de cada muestra. Una vez obtenidos todos los parámetros, ha considerado un valor medio para el estrato, con el fin de llevar a cabo una primera aproximación.

Los parámetros una vez ajustados son los siguientes:

Tabla 7 Parámetros del modelo de cálculo ajustados

Parámetros modelo ajustado	Nivel 1	Nivel 1.1	Nivel 2	Nivel 2.1	Nivel 3	Nivel 3.1	Nivel 4
Coefficiente de compresión, C_c	0,52	0,60	2,00	0,60	0,53	0,50	0,40
Coefficiente de hinchamiento, C_s	0,04	0,08	0,30	0,09	0,07	0,05	0,06

5.7 RESULTADOS MODELO AJUSTADO

5.7.1 Asientos bajo el terraplén

Una vez ajustados los parámetros e introducidos en el modelo del terreno, se observa que en este caso se ajusta bastante mejor que en el anterior.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

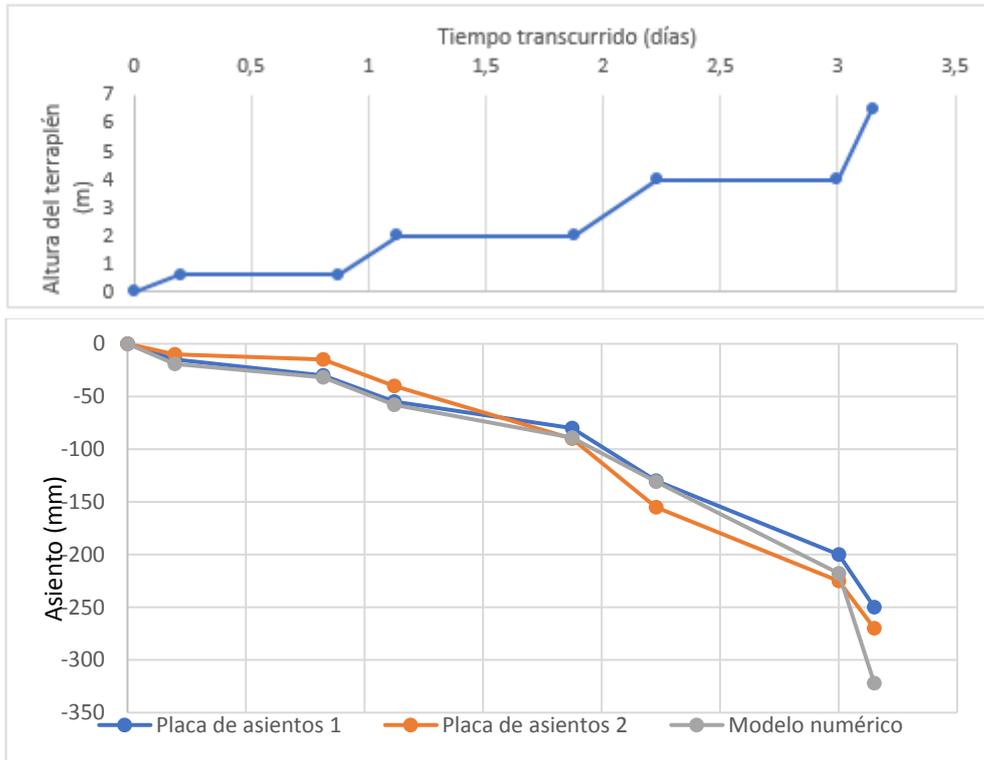


Imagen 34 Comparación asientos auscultación y modelo numérico

5.7.2 Presiones intersticiales

En este caso el modelo se ajusta adecuadamente al valor de las presiones intersticiales recopiladas por el piezómetro eléctrico PE-6. Sin embargo, en el otro caso el valor de las presiones intersticiales se ajusta mejor a los recogidos por el piezómetro neumático PN-8.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás

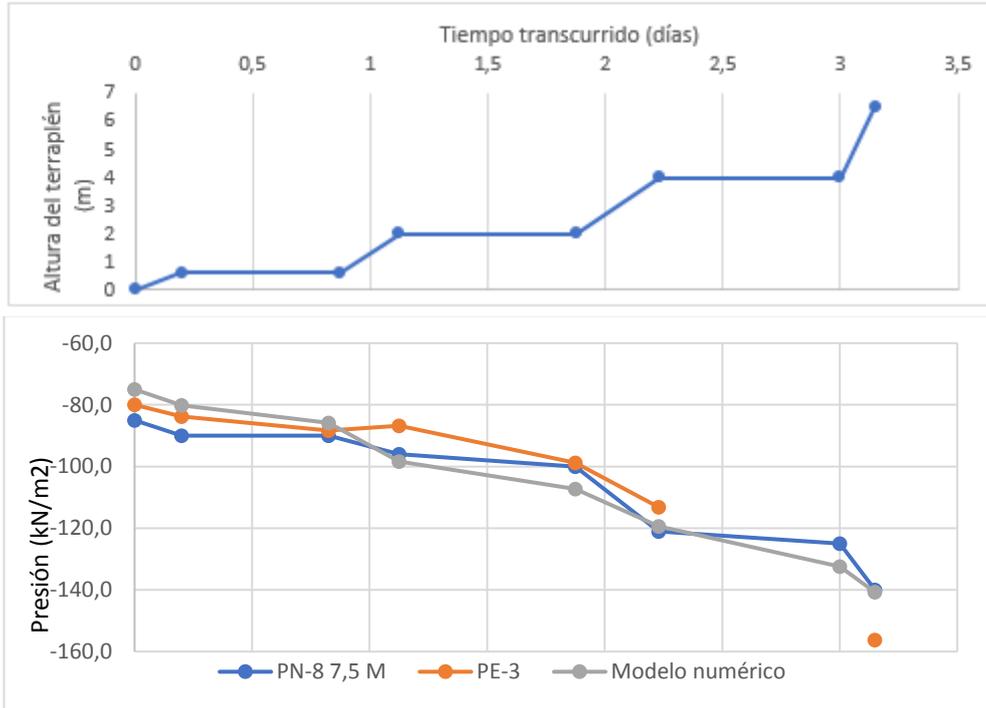


Imagen 35 Comparación resultados auscultación y modelo numérico ajustado

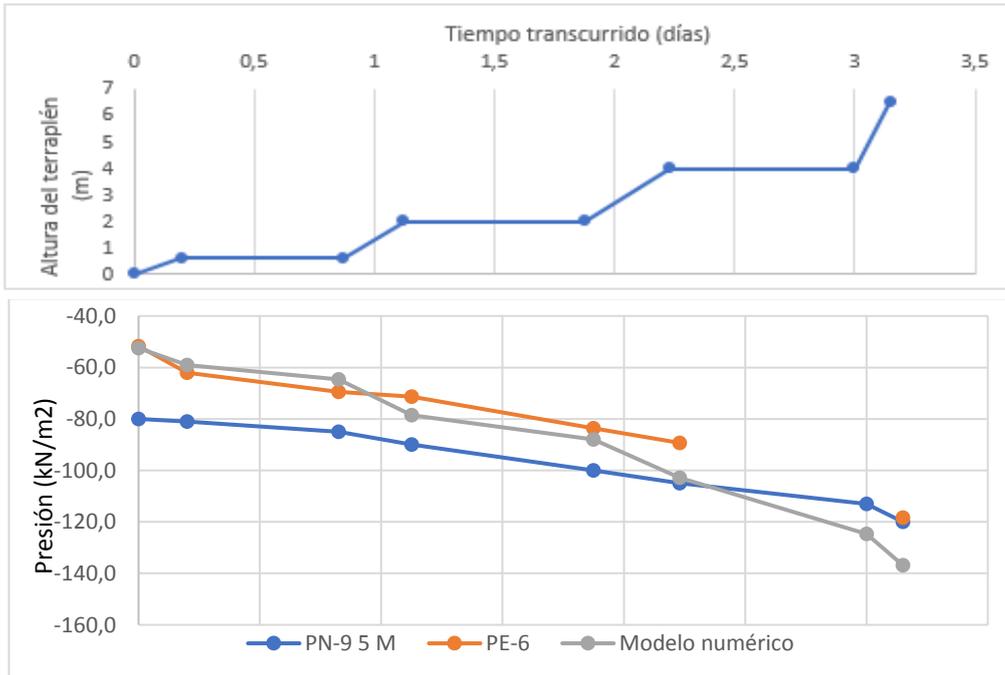


Imagen 36 Comparación de auscultación y modelo numérico ajustado



5.7.3 Análisis de la rotura

La rotura en el modelo numérico se alcanza durante la aplicación de la tongada número 8. La altura del terraplén alcanzada en la realidad fue de 7 metros, ligeramente superior a la establecida como rotura en el estudio la cual corresponde a 6,52 metros. No obstante, se indica que para esta altura ya se han producido fisuras en el terraplén por lo que se considera un ajuste óptimo.

A continuación, se muestra una imagen en la que se representa la superficie de rotura obtenida mediante el empleo del modelo numérico.

Los mayores desplazamientos se dan a una profundidad en torno a los tres metros, lo cual era de esperar ya que los parámetros analizados indicaban que la rotura se produciría en torno a ese nivel.

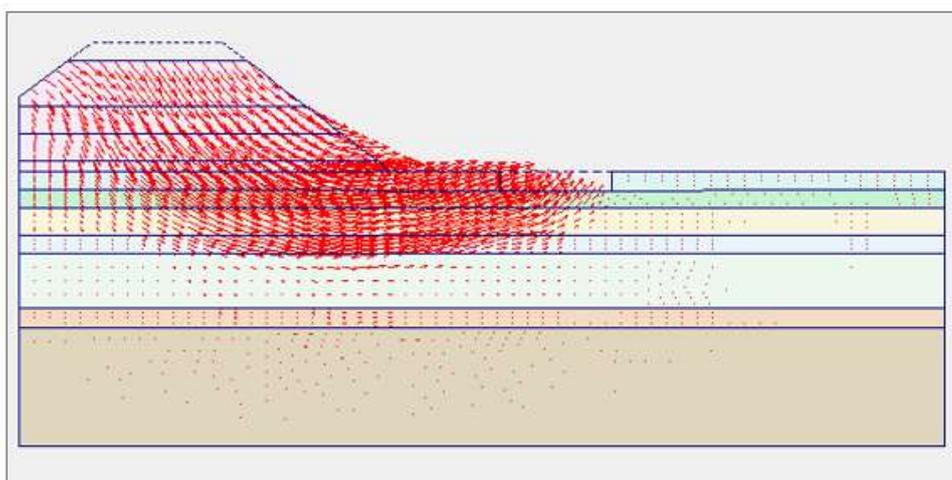


Imagen 37 Superficie de rotura

Las características de la superficie de rotura son las siguientes:

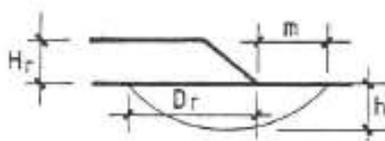


Tabla 8 Tabla de parámetros de la superficie de rotura

	H_r (m)	D_r (m)	m(m)	h(m)
Modelo numerico	6,52	15	10	4,55
Realidad	7,2	13	9,6	4,5



6 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE DESARROLLO

Del estudio realizado se deduce, en primer lugar, que existe una elevada cantidad de información acerca de modelos de comportamiento que se pueden aplicar a los suelos. La variedad de modelos puede dar lugar a ejecutar un análisis comparativo futuro empleando varios modelos de comportamiento; en este caso, otros modelos aplicables serían el Soft Soil y el Soft Soil Creep.

En esta primera etapa, también se ha localizado numerosos estudios sobre diferentes alternativas de mejora de la capacidad portante como columnas de grava o aplicación de una precarga. A partir de aquí podría establecerse otra línea de estudio para determinar cuál podría ser la manera más adecuada en el caso del suelo blando del terraplén de Mogro.

Respecto al terraplén experimental construido en Mogro, se ha observado que las mediciones obtenidas mediante los piezómetros no se ajustaban a la realidad, por lo que no ha sido unos resultados determinantes a la hora de determinar el ajuste de los parámetros. Este trabajo se ha centrado en el análisis de la evolución de las presiones intersticiales debido a su relación con la consolidación, así como de los asientos verticales, ya que sean considerado que son los problemas clave a enfrentar en estos suelos. Una línea de investigación futura podría ser realizar un estudio de las presiones generadas en el terreno, así como de los desplazamientos horizontales.

Respecto al modelo de comportamiento aplicado, se esperaba que no fuera a ajustar correctamente en los primeros metros debido a que, tratándose de suelos sobreconsolidados, habría problemas numéricos debido a la resistencia de pico.

Con relación a los resultados del análisis numérico se ha visto que tanto los asientos como las presiones intersticiales obtenidas con la simulación numérica reproducen de forma satisfactoria la indicada por la auscultación.



7 BIBLIOGRAFÍA

- Balasubramaniam et al. (1993) “Deformation analysis of embankments”. ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY
- Balasubramaniam et al (1990) “Settlements of Bangna-Bangpakong Highway on soft Bangkok Clay”. ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY
- Muir Wood et al (2011) “Evaluating modified Cam clay parameters from undrained triaxial compression data using targeted optimization”
- Da Costa, Cañizal y Sagaseta (2012) “Geotecnia I: Propiedades del terreno”. Universidad de Cantabria
- Plaxis (2017). “Material Models Manual”, “Reference Manual”, “Tutorial Manual”
- H.P. Neher & M. Wehnert. “An evaluation of soft soil models based on trial embankments”. Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, Germany
- M.K. Yegian (1984). “Failure of an embankment on soft clay”. Missouri University of Science and Technology
- . Venda Oliveira & Lemos. “Numerical predictions of the behaviour of soft clay with two anisotropic elastoplastic models”
- M.D. Llu and J.P. Carter (2006). “A structured Cam Clay model”. The University of Sydney.
- Gunduz. “Analysis of settlement of text embankment for 50 years” (2008)
- Lereouel et al (1985). “Stress-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays”
- Gens y Potts (1988) “Modelos elasto-plásticos de estado crítico para análisis numéricos de problemas geotécnicos. 1 - formulación básica y principales modificaciones”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.
- Juarez (2012). “Deslizamientos: Análisis geotécnico. Instrumentación y monitoreo”.



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN TERRAPLÉN EXPERIMENTAL EN MOGRO

Jone Rodríguez Hervás



- Apuntes de la asignatura de Túneles de 2º curso del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Santander. Universidad de Cantabria.