

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**Estudio sobre el comportamiento de consolidación de arcillas blandas  
en la construcción secuencial de un terraplén**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR**

Alvaro Sebastián Bedon Salvador

**ASESOR:**

Marko Antonio López Bendezú

Lima, Junio 2022

## RESUMEN

Las arcillas blandas han significado un reto para la ingeniería civil, ya que presentan características y propiedades físicas-químicas complejas a diferencia de otro tipo de suelos, como las arenas. Sus principales problemas radican en su baja resistencia y su alta compresibilidad. Esto, además, combinado con la presencia de agua ocasiona grandes asentamientos en largos periodos de tiempo debido a los procesos de consolidación primaria y secundaria que se producen en las arcillas, los cuales pueden dañar severamente una estructura.

El estudio tiene como objetivo principal realizar un análisis sobre el comportamiento de consolidación de suelos blandos para una construcción secuencial de un terraplén, mediante un análisis numérico por el Método de Elementos Finitos (MEF) y compararlo con el tradicional método analítico de consolidación unidimensional aplicando la teoría de Terzaghi y el monitoreo de la instrumentación de campo de un terraplén de prueba construido en el Bypass Ballina ubicado en Nueva Gales del Sur realizado por Huang et al. (2006), el cual presenta un suelo arcilloso blando muy extendido en el área de la construcción. Para la arcilla se utilizó el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (MCC) que está implementado en el programa comercial de MEF Abaqus®. Los datos utilizados son basados en los datos de campo y los resultados de las pruebas de laboratorio del terraplén presentadas por Huang et al. (2006). Además, se explica y describe de manera clara los procedimientos para realizar un adecuado análisis numérico y el modelo MCC sobre la consolidación de arcillas blandas.

En el análisis realizado se determina el comportamiento de las arcillas blandas, esto es: el asentamiento a largo plazo y la disipación del exceso de presión de poros.

**Palabras clave:** arcillas blandas, consolidación, Cam-Clay Modificado, construcción secuencial terraplén, método de los elementos finitos.

## ÍNDICE

<b>1. Introducción .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Generalidades .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Justificación .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Hipótesis .....</b>	<b>4</b>
<b>1.4. Objetivos .....</b>	<b>4</b>
<b>2. Consolidación de suelos .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. Introducción.....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. Teoría de consolidación unidimensional .....</b>	<b>7</b>
<b>2.3. Prueba de consolidación unidimensional .....</b>	<b>9</b>
<b>2.4. Cálculo de asentamiento último .....</b>	<b>14</b>
<b>3. Modelo Cam Clay Modificado.....</b>	<b>17</b>
<b>3.1. Línea de consolidación normal y líneas de carga-descarga.....</b>	<b>17</b>
<b>3.2. Línea de estado crítico .....</b>	<b>18</b>
<b>3.3. Función de fluencia .....</b>	<b>20</b>
<b>3.4. Comportamiento de ablandamiento/endurecimiento .....</b>	<b>21</b>
<b>3.5. Constantes de material elástico del modelo Cam Clay Modificado.....</b>	<b>21</b>
<b>3.6. Resumen de parámetros del Modelo Cam Clay Modificado .....</b>	<b>22</b>
<b>4. Método numérico con elementos finitos.....</b>	<b>23</b>
<b>4.1. Introducción.....</b>	<b>23</b>
<b>4.2. Modelación con elementos finitos .....</b>	<b>23</b>
<b>4.3. Validación del modelo.....</b>	<b>24</b>
4.3.1. Geometría .....	25
4.3.2. Parámetros geotécnicos .....	25

4.3.3. Condiciones iniciales y de contorno .....	26
4.3.4. Discretización de la malla .....	27
4.3.5. Fases de cálculo .....	28
4.3.6. Resultados numéricos .....	29
<b>5. Caso de estudio.....</b>	<b>31</b>
<b>5.1. Ubicación y geología.....</b>	<b>31</b>
<b>5.2. Instrumentación del terraplén .....</b>	<b>33</b>
<b>5.3. Ensayos realizados en el terraplén de Teven Road .....</b>	<b>34</b>
5.3.1. Ensayo CPT .....	34
5.3.2. Ensayos de laboratorio.....	35
<b>6. Análisis de resultados .....</b>	<b>37</b>
<b>6.1. Método Analítico .....</b>	<b>37</b>
6.1.1. Resultados del asentamiento elástico .....	41
6.1.2. Resultados del asentamiento por consolidación primaria y secundaria .....	43
<b>6.2. Método Numérico.....</b>	<b>47</b>
6.2.1. Detalles del análisis numérico .....	47
6.2.2. Estimación de parámetros para análisis de elementos finitos.....	49
6.2.3. Aplicación de las capas .....	51
6.2.4. Condiciones de contorno .....	52
6.2.5. Generación de la malla .....	53
6.2.6. Resultados del modelo numérico.....	54
<b>7. Discusión de los resultados.....</b>	<b>59</b>
<b>7.1. Comparación de los métodos de análisis.....</b>	<b>59</b>
<b>7.2. Recomendaciones .....</b>	<b>61</b>

<b>8. Conclusiones</b> .....	<b>64</b>
<b>9. Bibliografía</b> .....	<b>65</b>
<b>Anexo A: Tiempos de consolidación para los tres estratos</b> .....	<b>69</b>



## Lista de Figuras

Figura 2.1: Proceso de consolidación. ....	6
Figura 2.2: Asentamiento en función del tiempo debido a una carga aplicada. ....	7
Figura 2.3: Consolidómetro (Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2002). ....	10
Figura 2.4: Curva deformación vs logaritmo del tiempo (Das, 2013). ....	11
Figura 2.5: Relación de vacíos versus esfuerzo vertical efectivo (semilogaritmo): (a) resultados de la prueba de consolidación; (b) idealización. ....	12
Figura 2.6: Procedimientos gráficos para determinar el coeficiente de consolidación: (a) método de la raíz cuadrada del tiempo; (b) método de logaritmo de tiempo. ....	14
Figura 3.1: Curva de consolidación $e$ vs $p'$ ....	18
Figura 3.2: Superficie de fluencia del modelo Cam Clay en el plano $p' - q$ . ....	19
Figura 3.3: Línea de consolidación normal y de estado crítico en el plano $e - \ln p'$ (Helwany, 2007). ....	20
Figura 4.1: Simulación de un terraplén en Abaqus. ....	24
Figura 4.2: Geometría del terraplén sobre arcillas blandas. ....	25
Figura 4.3: Condición de contorno: a) de simetría y b) base del modelo. ....	27
Figura 4.4: Discretización del modelo en Abaqus. ....	27
Figura 4.5: Terraplén diseñado en Abaqus. ....	28
Figura 4.6: Fases para obtener los resultados de asentamiento. ....	29
Figura 4.7: Asentamiento del terraplén en función del tiempo. ....	29
Figura 4.8: Presión de poros en función del tiempo. ....	30
Figura 5.1: Ubicación del terraplén de Teven Road. Fuente: Google Earth. ....	31
Figura 5.2: Características geológicas (Bishop 2004). ....	32
Figura 5.3: Esquema de la litología bajo el terraplén (Huang et al., 2006). ....	33

Figura 5.4: Plano de localización de la instrumentación realizada en el terraplén de Teven Road (Huang et al., 2006). .....	34
Figura 6.1: Carta de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a una porción de terraplén (Osterberg, 1957). .....	39
Figura 6.2 : Carga del terraplén (Das, 1990). .....	40
Figura 6.3: Relación $C_\alpha/C_c$ obtenida en laboratorio (Huang et al., 2006). .....	41
Figura 6.4: Carta para obtener el valor de $\mu_0$ . .....	42
Figura 6.5: Carta para obtener el valor de $\mu_1$ . .....	42
Figura 6.6: Asentamiento por consolidación primaria en el centro del terraplén. ....	46
Figura 6.7: Asentamiento total mediante el método analítico .....	46
Figura 6.8: Geometría y malla del modelo en elementos finitos. ....	48
Figura 6.9 : Secuencia de construcción del terraplén de Teven Road (Huang et al., 2006). ...	48
Figura 6.10: Terraplén de Teven Road modelado en Abaqus. ....	49
Figura 6.11: Modulo interacción Abaqus. ....	52
Figura 6.12: Condiciones de contorno aplicados al caso de estudio. ....	53
Figura 6.13: Discretización del modelo en Abaqus. ....	54
Figura 6.14: Esfuerzos verticales ( kPa) antes de la construcción del terraplén .....	55
Figura 6.15: Esfuerzos verticales efectivos después de la construcción de la primera capa. ...	55
Figura 6.16: Esfuerzos verticales efectivos después construcción de la segunda capa de terraplén (25 días después). ....	56
Figura 6.17: Esfuerzos verticales efectivos al final construcción (69 días y terraplén de 1.6 m de altura). ....	56
Figura 6.18: Asentamiento en la base del terraplén realizado por MEF. ....	57
Figura 6.19: Presión de poros en el tiempo (80 años). ....	57
Figura 6.20: Presión de poros en kPa al final de la construcción del terraplén. ....	58

Figura 7.1: Resultados del asentamiento en el tiempo por varios metodos. ....60

Figura 7.2: Presión de poros (en kPa) en el tiempo a 6m del modelo. ....61



## Lista de Tablas

Tabla 4.1: Parámetros MCC (Helwany, 2007). .....	26
Tabla 5.1: Parámetros para el perfil de suelo de Teven Road (Huang et al., 2006). .....	36
Tabla 5.2: Resultados de la prueba de consolidación unidimensional y ensayo triaxial (Huang et al., 2006). .....	36
Tabla 6.1: Valores estimados usados para el método analítico. ....	38
Tabla 6.2: Valores de las de las dimensiones correspondientes al terraplén .....	43
Tabla 6.3: Valores de $\mu_0$ y $\mu_1$ .....	43
Tabla 6.4: Resultados del asentamiento inmediato. ....	43
Tabla 6.5: Parámetros geotécnicos. ....	44
Tabla 6.6: Resultados de consolidación primaria .....	44
Tabla 6.7: Valores utilizados en la ecuación de consolidación secundaria. ....	45
Tabla 6.8: Parámetros geotécnicos del modelo del Terraplen. ....	50
Tabla 6.9: Parámetros del Modelo Cam Clay Modificado. ....	50
Tabla 6.10: Propiedades del terraplén.....	51

# **1. Introducción**

## **1.1. Generalidades**

Es ampliamente sabido que la infraestructura en un país es un factor indispensable para el desarrollo económico, social y cultural de su población. Por este motivo, surge la necesidad de tener obras de infraestructura que cumplan con todas las normas y estándares de calidad para asegurar el desarrollo de una nación. Además, se sabe que existen muchas dificultades durante la ejecución de obras civiles, más aún si se construye en zonas difíciles teniendo el suelo un comportamiento heterogéneo (Lambe & Whitman, 2004). Por esta razón, un estudio de suelos es sumamente importante para la construcción de infraestructuras, en especial aquellas que tienen un alto grado de complejidad, ya que este permitirá predecir los problemas que generarían nuestra construcción y así obtener un diseño adecuado.

Los suelos blandos han significado un reto para la ingeniería geotécnica, ya que presentan características y propiedades complejas a diferencia de otro tipo de suelos. Sus principales problemas radican en su baja resistencia y su alta compresibilidad. Esta última característica determina la cantidad de deformación o compresión que un suelo puede experimentar debido a un incremento de cargas. Dicha compresibilidad ocasiona grandes asentamientos, los cuales pueden dañar severamente a una estructura (Zamora, 2014). Un asentamiento se define como aquel movimiento descendente vertical del suelo debido a una aplicación de cargas, las cuales originan un cambio en los esfuerzos dentro del terreno. En general, se puede determinar el asentamiento total del suelo como la suma de dos tipos de asiento: asentamiento inmediato y el asentamiento por consolidación. Dentro de este último tipo existen dos etapas en la consolidación: consolidación primaria y secundaria. La primera etapa es la que genera los mayores asentamientos y se debe al cambio de esfuerzo efectivo debido a la disipación de las presiones intersticiales. Mientras que la consolidación secundaria es la que se produce después

de la primaria y es causada por las deformaciones del suelo debido a un reajuste plástico.

El asentamiento por consolidación se presenta principalmente en arcillas, un caso sobresaliente es la torre inclinada de Pisa, en Italia, la cual está asentada sobre suelos limo arenosos y, debajo de este, una arcilla marina blanda (Tewatia, 2012).

El asentamiento debido a la consolidación fue estudiado por Terzaghi en 1925 y con ello se incorporó la teoría de consolidación, el cual vincula el comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos saturados para modelar el alivio de los poros durante su deformación. Este método, si bien es importante y fundamental, presenta dificultades en la práctica. Así mismo, Shahin et al. (2011) comentan que la teoría convencional de consolidación propuesta por Terzaghi exhibe discrepancias entre la teoría y los resultados. Estas discrepancias generalmente se atribuyen a los efectos secundarios que ocurren durante la consolidación primaria, pues esta teoría presume la constancia de la permeabilidad y comprensibilidad del suelo.

Con el propósito de estudiar el comportamiento de consolidación de suelos blandos surgieron nuevos métodos y modelos numéricos que permiten identificar y pronosticar los posibles asientos, tiempos de consolidación y resistencias. En la actualidad, la aparición de diversos de métodos numéricos, eficaces y potentes han permitido superar las limitaciones de la modelación numérica. A pesar de ello y considerando las ventajas del modelado numérico para el diseño geotécnico, el uso de estas herramientas, métodos y relaciones constitutivas más completas siguen siendo poco exploradas en aplicaciones geotécnicas peruanas (López & Quevedo, 2022).

Con lo mencionado anteriormente, resulta importante estudiar el comportamiento de los suelos a través de métodos innovadores y que nos otorguen resultados confiables. La presente tesis, realiza un estudio sobre el comportamiento de consolidación de un suelo blando de una construcción secuencial de un terraplén por el Método de Elementos Finitos (MEF). Además,

se realiza la comparación con los resultados obtenidos por Huang et al. (2006) para un terraplén de prueba construido en el *bypass* Ballina ubicado en Nueva Gales del Sur, que presenta suelo arcilloso blando muy extendido en el área de la construcción.

El asentamiento del terraplén se estima en base a un análisis de consolidación unidimensional y un análisis de elementos finitos no lineales siguiendo la teoría de consolidación de Biot. Los parámetros obtenidos para realizar dicho análisis numérico se han estimado en base a los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas por Robert Carr & Associates (Huang et al., 2006).

Por último, los cálculos de elementos finitos se realizan con el programa comercial MEF Abaqus y la arcilla blanda debajo del terraplén es modelada con el MCC (*Modified Cam Clay*). De esta forma, se obtienen los resultados del asentamiento en el tiempo y la disipación del exceso de presión de poros y, por último, se dan las conclusiones del comportamiento de las arcillas blandas a largo plazo.

## **1.2. Justificación**

En las obras geotécnicas donde se requiere un alto nivel de exigencia, es necesario contar con profesionales que puedan diseñar adecuadamente una estructura de acuerdo con el tipo de suelo de la zona. Más aún, si se trata de arcillas blandas saturadas, ya que estas pueden presentar una dificultad y un mayor análisis. Por esta razón resulta importante tener un conocimiento profundo sobre el comportamiento del suelo y el proceso de consolidación, de esta forma predecir su comportamiento. Con todo lo mencionado anteriormente, resulta imprescindible contar con un modelo de análisis que permita obtener resultados sobre el comportamiento de las arcillas con un alto nivel seguridad y confiabilidad, y que este conocimiento sea más accesible a los profesionales de la ingeniería.

### **1.3. Hipótesis**

La utilización del método de elementos finitos junto con el Modelo Cam Clay Modificado para un análisis numérico de un terraplén construido sobre arcillas blandas, permite obtener resultados de predicción similares a los obtenidos por la instrumentación y monitoreo del terraplén de prueba de Teven Road.

### **1.4. Objetivos**

El objetivo general es realizar un análisis sobre el comportamiento de la consolidación de suelos blandos para una construcción secuencial de un terraplén mediante el método de elementos finitos, y compararlos con la solución analítica y el monitoreo de campo de un terraplén de prueba instrumentado analizado por Huang et al. (2006).

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Describir el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, los parámetros y propiedades de entrada, así como el criterio de falla del mismo.
- Describir el procedimiento para realizar el adecuado análisis de las arcillas blandas con el uso del MEF, y realizar la validación del modelo.
- Elaborar un modelo numérico adecuado para determinar el asentamiento y los excesos de presión de poros que ocurren por la construcción de un terraplén sobre suelo blando saturado, y compararlo con el método analítico (teoría de Terzaghi) y las mediciones de la instrumentación.

## 2. Consolidación de suelos

### 2.1. Introducción

Cuando un suelo saturado se somete a cargas, la presión de sus poros aumenta. Este aumento de la presión de los poros, también llamado exceso de presión de poro,  $u$ , se disipa de los límites de la capa de suelo a medida que pasa el tiempo, lo que resulta en un asentamiento de consolidación. Este proceso depende del tiempo y es una función de la permeabilidad del suelo, la longitud del camino de drenaje, la compresibilidad del suelo, entre otros (Helwany, 2007).

En los suelos arenosos el drenaje causado por el aumento de presión de los poros se completa inmediatamente, ya que este tipo de suelos es altamente permeable. Es decir, el asentamiento elástico<sup>1</sup> y el asentamiento de consolidación ocurren inmediatamente. Por otro lado, cuando un suelo de granos finos (arcillas y limos) saturados se somete a un aumento de esfuerzos se produce inmediatamente el asentamiento elástico. Debido a la baja permeabilidad de estos suelos, el exceso de presión de poros queda atrapado. A esto se le conoce como carga sin drenaje. En consecuencia, el exceso de presión de poros se disipa gradualmente durante un largo periodo. Por ello, el cambio de volumen puede continuar por mucho tiempo. Esto origina el asentamiento por consolidación, que puede llegar a ser varias veces mayor que el asentamiento elástico (Das, 2013).

Con lo mencionado anteriormente, podemos indicar que la consolidación se aplica a todos los suelos, sin embargo, es más importante su estudio en suelos cuya permeabilidad es baja (arcillas y limos) debido a que estos se producen de manera diferida en el tiempo pudiendo ocasionar daños en la infraestructura.

---

<sup>1</sup> Asentamiento elástico, también llamado asentamiento inmediato. Es causado por la deformación elástica de los suelos en condiciones no drenadas.

Este fenómeno de consolidación tiene dos etapas principales:

- La consolidación primaria, en esta etapa el exceso de presión de poros se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de esta, debido a un incremento de carga. Esta expulsión produce un cambio en el volumen que depende del tiempo, y en algunas ocasiones este proceso requiere de años para ser completado.
- La consolidación secundaria, se produce después de la disipación total del exceso de presión del agua intersticial, es decir cuando el proceso de consolidación primaria termina o está en la etapa final. En esta etapa el suelo se adapta a sus condiciones finales a través de un reacomodo de las partículas, ello no corresponde a un modelo elástico.

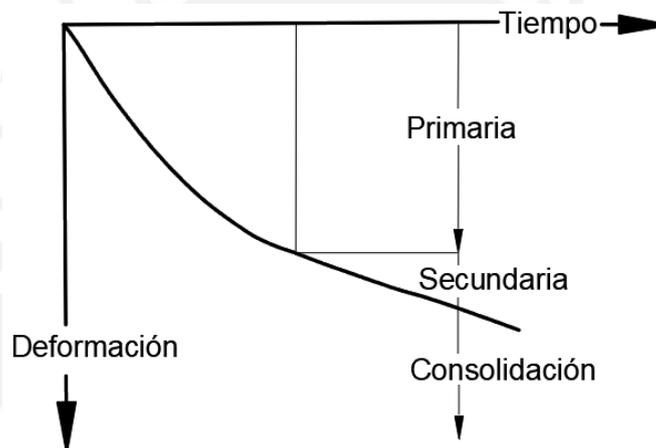


Figura 2.1: Proceso de consolidación.

En este caso, la tesis presenta una construcción secuencial de un terraplén, lo cual implica una precarga que se aplicará sobre el suelo. Con esta precarga se producirán asentamientos inmediatos que ayudarán a realizar predicciones sobre el comportamiento del terreno. En la Figura 2.2, se presenta la gráfica de asentamiento versus tiempo. En ella se observa un asentamiento inmediato debido a una carga. Además, se puede apreciar la diferencia entre los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, en el cual este último tiene un menor valor. Esto es común en las arcillas, ya que el reacomodo de partículas genera poco asentamiento. No obstante, en otro tipo de suelos como la turba, esta consolidación puede tomar mayor relevancia.

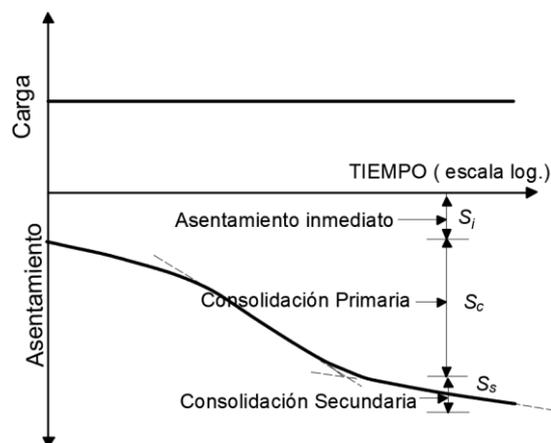


Figura 2.2: Asentamiento en función del tiempo debido a una carga aplicada.

## 2.2. Teoría de consolidación unidimensional

Para obtener estimaciones aproximadas de los asentamientos de consolidación, es suficiente considerar que tanto el flujo de agua (debido a la disipación del exceso de presión de poros) como las deformaciones tienen lugar solo en la dirección vertical. Se llama consolidación unidimensional y supone que no hay esfuerzo lateral (Helwany, 2007).

En 1925, Karl Von Terzaghi, introduce la mecánica de suelos y con ello la teoría de consolidación, la cual combina el comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos saturados para modelar el alivio de los poros durante su deformación. Según Feng & Yin (2019) la consolidación de los suelos arcillosos está directamente afectada por el suelo compresible, mientras que en la teoría de Terzaghi la relación esfuerzo-deformación de los suelos es lineal, lo que significa que la compresibilidad del suelo es una constante, sin embargo, la compresibilidad de los suelos blandos es estrechamente relacionado con los esfuerzos efectivos iniciales y finales a lo largo de la profundidad. A continuación, se presentan los siguientes supuestos en la derivación de la ecuación de consolidación unidimensional de Terzaghi:

1. La arcilla está completamente saturada y es homogénea.
2. La compresibilidad del agua y el suelo son insignificantes.
3. Las deformaciones son infinitesimales.

4. La compresión aplicada será unidimensional.
5. El flujo será unidimensional.
6. El flujo de agua obedece a la ley de Darcy ( $v = ki$ ), donde  $k$  es la permeabilidad del suelo e  $i$  es el gradiente hidráulico.
7. La relación de vacíos depende solo del esfuerzo efectivo.
8. Las deformaciones unitarias son pequeñas.
9. Se asumen valores constantes para la permeabilidad vertical ( $k_v$ ) y el módulo edométrico ( $E_m$ ) durante el proceso de consolidación.

Usando estos supuestos y considerando que la tasa de cambio de volumen de un elemento cubico es igual a la diferencia entre la tasa de flujo de salida y la tasa de entrada de agua ( $\partial V/\partial t = q_{out} - q_{in}$ ), se puede derivar la siguiente ecuación básica para la consolidación unidimensional.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.1)$$

Donde  $C_v$ , es el coeficiente de consolidación dado por:

$$C_v = \frac{k}{m_v * \gamma_w} \quad (2.2)$$

La solución de (2.1) debe satisfacer ciertas condiciones iniciales y de contorno, y estas son:

1. Condición de contorno en la parte superior de la capa de arcilla:  $z = 0, u = 0$  para  $0 < t < \infty$ .
2. Condición de contorno en la capa inferior de la capa de arcilla  $z = 2H_{dr}, u = 0$  para  $0 < t < \infty$ .
3. Condiciones iniciales:  $t = 0, u = u_0$  para  $0 \leq z \leq 2H_{dr}$

Para una distribución uniforme de exceso de presión de poros con profundidad y utilizando serie de Fourier, la solución exacta de la ecuación (2.1) es la siguiente:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left( \frac{2u_0}{M} \sin \frac{Mz}{H_{dr}} \right) \exp(-M^2Tv) \quad (2.3)$$

En el cual  $M = (\pi/2) * (2m + 1)$ ;  $m = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$ ;  $u_0$  es el exceso de presión de poros inicial y,  $Tv$  es un número adimensional llamado factor de tiempo, definido como

$$Tv = \frac{C_v * t}{H_{dr}^2} \quad (2.4)$$

Ahora se define el grado de consolidación con profundidad  $z$  y tiempo  $t$  como

$$U_z = \frac{u_0 - u}{u_0} = 1 - \frac{u}{u_0} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left( \frac{2u_0}{M} \sin \frac{Mz}{H_{dr}} \right) \exp(-M^2Tv) \quad (2.5)$$

Donde  $U_z$  = exceso de presión intersticial en el tiempo.

De mayor interés es el grado general de consolidación en una capa de arcilla que el grado de consolidación en un punto dentro de la capa. Por ello, se define el grado medio de consolidación para toda la profundidad de la arcilla en cualquier tiempo ( $t$ ) a partir de la ecuación (2.5) de la siguiente forma:

$$U = 1 - \frac{\left( \frac{1}{2H_{dr}} \right) \int_0^{2H_{dr}} u \, dz}{u_0} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2Tv) \quad (2.6)$$

Además, es importante señalar que esta ecuación supone que la distribución de poros inicial es uniforme en todo el espesor de la capa de arcilla. Por último, cabe resaltar que cuando  $t=0$ , el exceso de presión de poros es igual al exceso inicial. Por lo tanto, cuando  $U=0$  para toda la capa no se ha producido ninguna consolidación, pero cuando  $t \rightarrow \infty$ ,  $U \rightarrow 1$  (o 100%); es decir, la consolidación esta completa al 100% para toda la capa.

### 2.3. Prueba de consolidación unidimensional

La prueba de consolidación unidimensional (ASTM D2435-03) fue sugerido por primera vez por Terzaghi en 1925. Con esta prueba podemos obtener las características de consolidación de un suelo y, en consecuencia, conocer el comportamiento de este. Esta prueba

se lleva a cabo en un consolidómetro o también conocido como edómetro. La siguiente figura muestra el diagrama esquemático de la prueba.

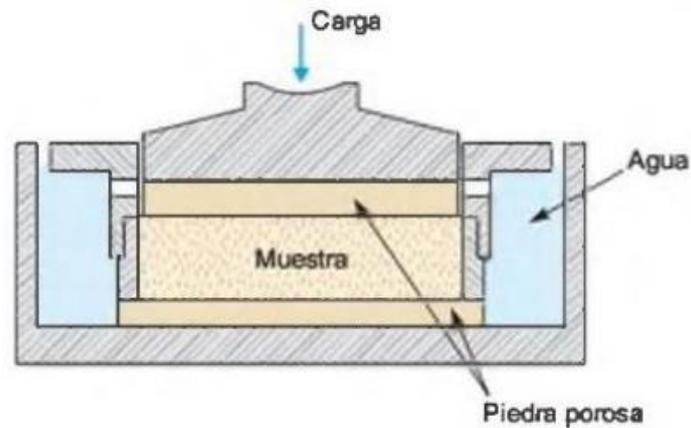


Figura 2.3: Consolidómetro (Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2002).

La muestra de arcilla debe ser inalterada y de alta calidad para que refleje la mayor precisión posible de las propiedades que presenta el suelo en el campo. También resulta importante conservar la muestra y mantener el contenido de humedad durante su almacenamiento para obtener resultados confiables (Lobet Rodríguez et al., 2015).

En un ensayo convencional la muestra cilíndrica de suelo que mide 75 mm de diámetro y aproximadamente 15 mm de espesor es encerrada en un anillo de metal y se somete a cargas estáticas escalonadas. Cada etapa de carga tiene una duración de 24 horas, durante las cuales se registran los cambios de espesor. Al final de la etapa de carga final, se retiran las cargas también de manera escalonada y se deja que la muestra se hinche. La Figura 2.4 muestra un resultado de la prueba de consolidación mediante una curva de asentamiento versus tiempo (logarítmica) obtenido de una etapa de carga.

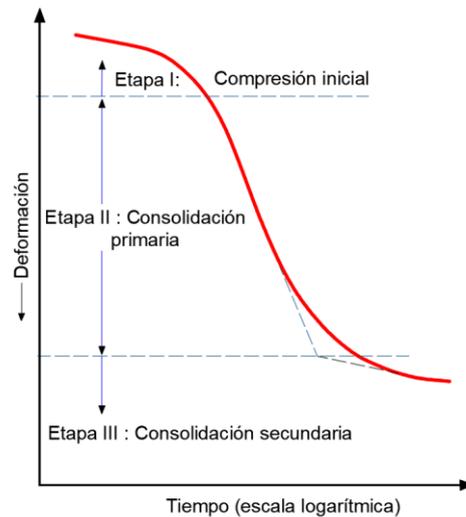


Figura 2.4: Curva deformación vs logaritmo del tiempo (Das, 2013).

En esta Figura 2.4 se puede observar los tres tipos de deformaciones diferenciados por etapas. Cada etapa representa un comportamiento del suelo. La etapa I o de compresión inicial es causada por la respuesta elástica del suelo a las cargas aplicadas. La etapa II o de consolidación primaria es causada por la disipación del exceso de presión de poros generados por la carga aplicada. Mientras que la etapa III o de consolidación secundaria, es causada por el comportamiento de deformación dependiente del tiempo de las partículas del suelo. Esta etapa no está relacionada con la disipación del exceso de presión de poros.

Después de obtener las gráficas de deformación en función del tiempo es necesario estudiar el cambio en la relación de vacíos ( $e$ ) de la muestra. Se puede obtener curva de relación de vacíos versus esfuerzo efectivo ( $\sigma'_v$ ), mediante los cambios de espesor al final de cada carga de la prueba de consolidación unidimensional. La Figura 2.5 muestra la curva  $e - \log \sigma'_v$ .

Para entender la Figura 2.5 es necesario definir el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_c$ , como el máximo esfuerzo al cual se ha sometido la capa de arcilla a lo largo de su historia tensional. Además, Una arcilla normalmente consolidada (NC) se define como una arcilla que tiene un esfuerzo efectivo vertical ( $\sigma'_0$ ) presente (in situ) igual a su presión de preconsolidación. Una arcilla sobreconsolidada (OC) se define como una arcilla que tiene un esfuerzo efectivo vertical presente menor al de su esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ). Finalmente, se define una relación

de sobreconsolidación (OCR) como la relación entre la presión de preconsolidación y el esfuerzo efectivo vertical actual ( $OCR = \sigma'_c / \sigma'_0$ ).

Con todos estos conceptos aclarados, se muestra la Figura 2.5. En ella podemos observar los esfuerzos de preconsolidación, esfuerzos verticales y la relación de vacíos.

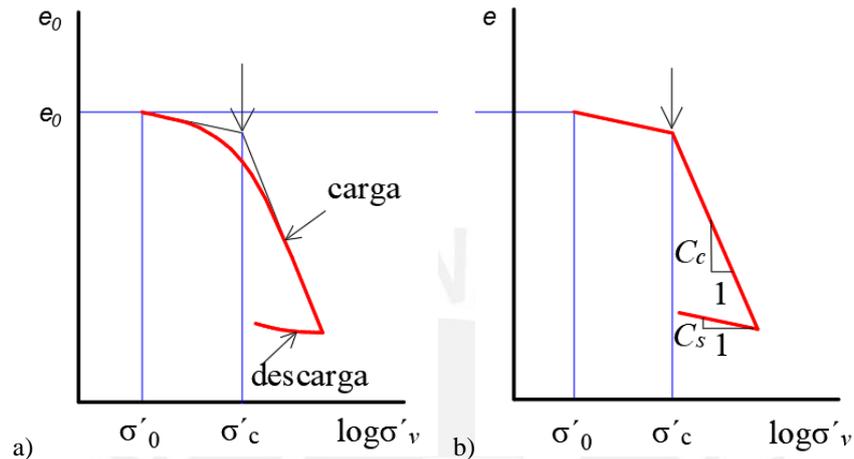


Figura 2.5: Relación de vacíos versus esfuerzo vertical efectivo (semilogaritmo): (a) resultados de la prueba de consolidación; (b) idealización.

De la Figura 2.5 podemos obtener los parámetros de consolidación como el índice de compresión ( $C_c$ ) y el índice de hinchamiento ( $C_s$ ). Ambos se hallan como las pendientes de las rectas de carga y descarga respectivamente.

Skempton (1944) dio la correlación de expresiones empíricas para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009[LL - 10] \quad (2.7)$$

Para arcillas remoldeadas:

$$C_c = 0.007[LL - 10] \quad (2.8)$$

Además, Nagaj & Murty (1985) refieren la siguiente expresión para el índice de compresión:

$$C_c = 0.2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (2.9)$$

Donde LL = Limite líquido. De la misma forma, para el índice de hinchamiento  $C_s$  se

determinó mediante pruebas de laboratorio que es un porcentaje menor al índice de compresión.

$$C_s = \frac{1}{5} C_c \quad (2.10)$$

El coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) es un parámetro indispensable para los cálculos de la tasa de consolidación. Este coeficiente puede obtenerse a partir de los cambios en el espesor registrados contra el tiempo durante una etapa de carga en la prueba del odómetro.

Existen dos métodos gráficos muy utilizados para determinar el coeficiente de consolidación. El primero es el *método de la raíz cuadrada del tiempo* sugerido por Taylor (1942) y el segundo es el *método del logaritmo de tiempo* propuesto por Casagrande y Fadum (1940).

Para el método de la raíz cuadrada del tiempo se utiliza una gráfica de deformación versus la raíz cuadrada del tiempo ( Ver Figura 2.6 (a) ). En ella se dibuja una línea AB a través de la línea recta inicial de la curva. Otra línea AC se dibuja de tal manera que  $OC = 1.15OB$ . La abscisa del punto D, da la raíz cuadrada del tiempo para el 90% de consolidación  $\sqrt{t_{90}}$ . Para el 90% de consolidación,  $T_{90} = 0.848$ . Por lo tanto, se puede obtener la siguiente ecuación:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{C_v t_{90}}{H_{dr}^2} \quad (2.11)$$

Mientras que para el método de logaritmo de tiempo de Casagrande y Fadum, se utiliza una gráfica de deformación versus el logaritmo del tiempo (b). El método log-tiempo implica extender las líneas rectas de las porciones de consolidación primaria y secundaria. Las extensiones se intersecarán en el punto A. La ordenada del punto A representa a  $D_{100}$  que es la deformación al 100% de la consolidación. Luego, se selecciona los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  en la parte curva de tal manera que  $t_2 = 4t_1$ . La diferencia vertical entre los puntos B y C es igual a  $\delta$ . Posteriormente, se traza una línea horizontal DE a una distancia vertical BD igual a  $\delta$ . DE intercepta con el eje y en  $D_0$  que es la deformación correspondiente al 0%. Para finalizar, se

calcula el  $D_{50}$  como el promedio de  $D_0$  y  $D_{100}$ . La ordenada en el punto F representa la deformación en el 50% de consolidación primaria y su eje en las abscisas representa el tiempo correspondiente  $t_{50}$ . Con ello obtenemos que, para un  $t_{50}$  de grado promedio de consolidación, el  $T_v = T_{50} = 0.197$ . En consecuencia, la fórmula es la siguiente.

$$T_{50} = 0.197 = \frac{C_v t_{50}}{H_{dr}^2} \quad (2.12)$$

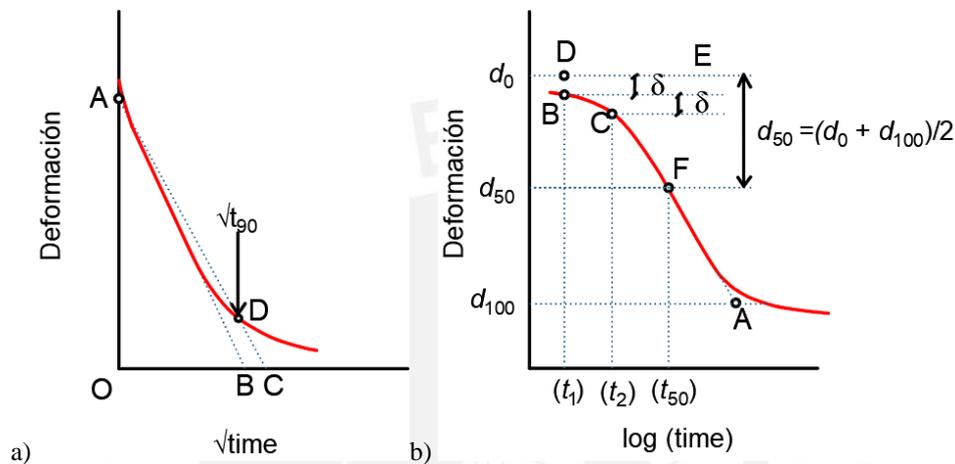


Figura 2.6: Procedimientos gráficos para determinar el coeficiente de consolidación: (a) método de la raíz cuadrada del tiempo; (b) método de logaritmo de tiempo.

#### 2.4. Cálculo de asentamiento último

Con los conocimientos adquiridos durante el proceso de análisis de la curva de consolidación, se pueden calcular los asentamientos probables causados por la consolidación primaria. Cabe resaltar que existe un factor de corrección que se utiliza en los asentamientos calculados con las fórmulas edométricas, dicho factor no se considera en esta tesis.

Si nos basamos en la Figura 2.5, la relación  $e - \log \sigma'_v$ , esta puede ser usada para calcular los asentamientos, ya que se puede observar el cambio en la relación de vacíos,  $\Delta e$ , causado por el cambio de esfuerzos. Además, en esta curva se presentan dos parámetros importantes para hallar los asentamientos: el parámetro  $C_c$  y el parámetro  $C_s$ . El asentamiento por consolidación se calcula de la siguiente forma.

$$Sc = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * H \quad (2.13)$$

Donde  $H$  es el espesor de la capa de arcilla y  $e_0$  es la relación de vacíos inicial (in situ) de la capa de arcilla. Por lo tanto, para calcular el asentamiento primero se debe calcular la variación en la relación de vacíos ( $\Delta e$ ). El cálculo para la relación de vacíos depende del tipo de arcilla (normalmente consolidado o sobreconsolidado) y la condición de esfuerzos ( $\Delta\sigma' + \Delta\sigma'_0$ ). En consecuencia, se analizarán tres casos.

El primer caso es para una arcilla normalmente consolidada. Esta arcilla tiene su esfuerzo inicial igual al esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_0 = \sigma'_c$ ). Por lo tanto, la curva de  $e - \log\sigma'_v$  se idealiza como una recta con pendiente igual a  $C_c$  como se muestra en la Figura 2.5. Además, si se analiza que el cambio de esfuerzos  $\Delta\sigma'$  causa una variación en la relación de vacíos, esta se puede calcular de la siguiente forma.

$$\Delta e = C_c * \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.14)$$

Reemplazando la ecuación (2.14) en la ecuación (2.13) se obtiene lo siguiente:

$$Sc = C_c \frac{H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.15)$$

El segundo caso es para una arcilla sobreconsolidada con un  $\Delta\sigma' + \sigma'_0 < \sigma'_c$ . Recordar que las arcillas sobreconsolidadas tienen un  $\sigma'_0 < \sigma'_c$ . En este caso la curva  $e - \log\sigma'_v$  se idealiza como una curva bilineal con dos pendientes distintivas de  $C_s$  y  $C_c$  como se muestra en la Figura 2.5. Aplicamos un incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma'$  de tal forma que  $\Delta\sigma' + \sigma'_0 < \sigma'_c$ , esto causa un cambio en la relación de vacíos. Este cambio se calcula de la siguiente forma:

$$\Delta e = C_s * \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.16)$$

Reemplazando la ecuación (2.16) en la ecuación (2.13) se obtiene lo siguiente:

$$S_c = C_s \frac{H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.17)$$

Por último, el caso tres es una arcilla sobreconsolidada con un  $\Delta\sigma' + \sigma'_0 > \sigma'_c$ . En este caso la suma de  $\Delta\sigma' + \sigma'_0$  es mucho mayor que el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_c$ . La curva  $e$ - $\log\sigma'_v$  también se idealiza como una curva bilineal. Siguiendo los pasos para los demás casos obtenemos la siguiente ecuación para el asentamiento.

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \left[ C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} + C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right] \quad (2.18)$$



### 3. Modelo Cam Clay Modificado

El modelo Cam Clay y Cam Clay Modificado (MCC, por sus siglas en inglés *Modified Cam Clay*) son modelos elastoplásticos que se basan en la teoría del estado crítico y el supuesto básico que existe una relación logarítmica entre el esfuerzo medio ( $p'$ ) y la relación de vacíos ( $e$ ). Estos dos modelos fueron formulados por investigadores de la universidad de Cambridge. El primero, Cam Clay, fue propuesto por Roscoe y Schofield en 1963 y el modificado fue propuesto por Roscoe y Burland (1968). Ambos modelos describen tres aspectos importantes del comportamiento del suelo, resistencia, compresión o dilatación (cambio de volumen) y estado crítico en cual los elementos pueden experimentar una distorsión ilimitada sin ningún cambio en el esfuerzo o volumen.

En esta tesis, el enfoque es en el modelo Cam Clay Modificado, ya que permite modelar el comportamiento de la arcilla de manera más realista, sin embargo, existen modelos constitutivos que superan las limitaciones del modelo pero que no será parte de la investigación. Además, existen tres principales razones para elegir este modelo. Primero, se requiere de un parámetro para representar la forma de la superficie de falla, lo que lo hace muy sencillo de utilizar. Segundo, es un modelo desarrollado para la observación del comportamiento del suelo en condiciones del ensayo triaxial. Por último, respecto a las aplicaciones relacionadas al estudio del comportamiento de un suelo, la diferencia con otros modelos constitutivos más realistas y complejos es insignificante (Wood, 1990).

La hipótesis principal es la que considera que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico. Esto implica que el incremento de deformación plástica es normal a la curva en todo momento.

#### 3.1. Línea de consolidación normal y líneas de carga-descarga

El modelo asume que cuando un espécimen de suelo blando se comprime lentamente en condiciones de esfuerzo isotrópico ( $p'=\sigma'_1=\sigma'_2=\sigma'_3$ ) y drenaje perfecto ( $u_w=0$ ), la relación entre

la relación de vacíos ( $e$ ) y el esfuerzo efectivo medio ( $p'$ ) consiste en una línea recta de consolidación virgen y un conjunto de líneas rectas de hinchazón como se muestran en la Figura 3.1. La línea de consolidación virgen también es llamada línea de consolidación normal y las líneas de hinchamiento se denominan líneas de carga y descarga. A partir de estas rectas se pueden obtener los parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$ , los cuales son las pendientes de la recta de consolidación normal y la recta de hinchamiento, respectivamente.

La recta de compresión normal es definida por la siguiente ecuación:

$$e = e_n - \lambda \ln(p') \quad (3.1)$$

Mientras que la ecuación de la recta de carga y descarga tiene la siguiente forma:

$$e = e_c - \kappa \ln(p') \quad (3.2)$$

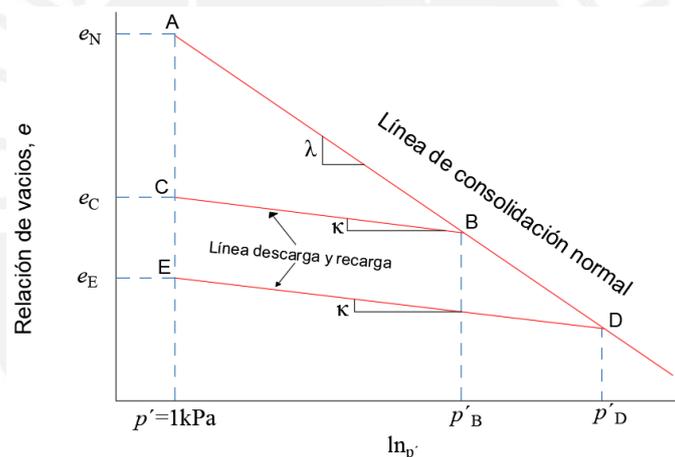


Figura 3.1: Curva de consolidación  $e$  vs  $p'$ .

Los parámetros del material  $\lambda$ ,  $\kappa$ , y  $e_N$  son únicos para un tipo de suelo en particular. En el caso de  $\lambda$ , esta toma el valor de la pendiente de la recta de consolidación normal y la recta de estado crítico. Por su parte  $\kappa$  toma el valor de la pendiente de las rectas de carga y descarga como se aprecia en la Figura 3.1. Por último,  $e_N$  es el valor de la relación de vacíos a esfuerzo medio efectivo inicial ( $p_0'$ , punto A en la Figura 3.1).

### 3.2. Línea de estado crítico

La aplicación de un esfuerzo cortante en una muestra de suelo conduce, eventualmente, a un estado en el que puede ocurrir un cizallamiento adicional sin ningún cambio en el volumen.

Este estado se llama el Estado Crítico y se caracteriza por la línea de estado crítico que se presenta en el plano  $p'-q$  como una recta que pasa por el origen y con pendiente igual a  $M$ , el cual es un parámetro importante en la definición de superficie de fluencia.

Para dibujar el plano  $p'-q$  se debe tener los resultados de los ensayos triaxiales en muestras de suelo representativas. A partir de estos resultados se pueden obtener el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) del suelo en estado crítico por medio de la gráfica de Mohr-Coulomb de esfuerzos efectivos (Figura 3.2). Con el círculo de Mohr podemos trazar la línea de estado crítico el cual es una línea que pasa por el origen y el punto de intersección de la tangente horizontal con el círculo. Como se puede observar en la Figura 3.2, el parámetro  $M$  es la pendiente de la recta de estado crítico en el plano  $p'-q$ . Dicha pendiente se puede hallar mediante la siguiente ecuación:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.3)$$

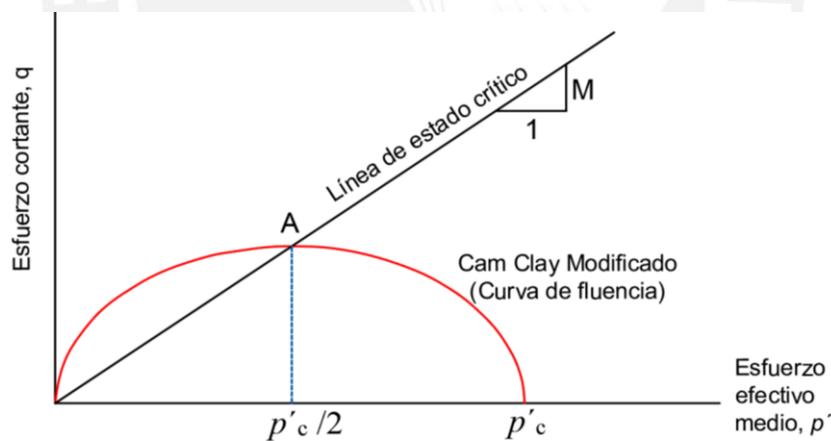


Figura 3.2: Superficie de fluencia del modelo Cam Clay en el plano  $p'-q$ .

Con respecto a la Figura 3.2, la línea de estado crítico tiene la siguiente ecuación:

$$q_f = M p'_f \quad (3.4)$$

Donde  $q_f$  es el esfuerzo de corte en la falla y  $p'_f$  el esfuerzo efectivo medio en la falla.

La recta de estado crítico es paralela a la recta de consolidación normal en el plano  $e-\ln p'$  como se presenta en la Figura 3.3.

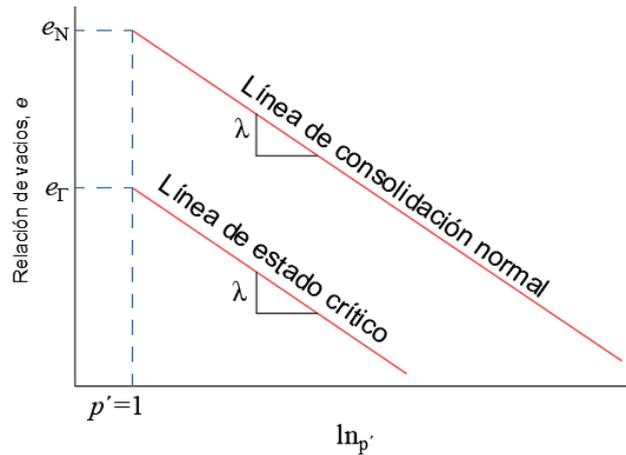


Figura 3.3: Línea de consolidación normal y de estado crítico en el plano  $e-\ln p'$  (Helwany, 2007).

De acuerdo con la Figura 3.3, la ecuación de la recta de estado crítico se puede obtener de la siguiente manera:

$$e_f = e_\Gamma - \lambda \ln p' \quad (3.5)$$

Donde el valor de  $e_f$  es la relación de vacíos en el momento de la falla y  $e_\Gamma$  es la relación de vacíos de la recta de estado crítico con  $p_0'$ . Además, existe una relación entre  $e_N$  y  $e_\Gamma$  que se expresa en la siguiente ecuación:

$$e_\Gamma = e_N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (3.6)$$

### 3.3. Función de fluencia

La función de fluencia del Modelo Cam Clay Modificado se define como:

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left( 1 - \frac{p'_c}{p'} \right) = 0 \quad (3.7)$$

Esta superficie representa una elipse en el plano  $p'-q$  y es la que delimita el comportamiento elástico del suelo. El parámetro  $p'$  determina el tamaño de la elipse y es diferente para cada línea de carga y descarga. Además, este parámetro se utiliza para definir el comportamiento de endurecimiento del suelo.

El comportamiento del suelo es elástico hasta que el estado de esfuerzos del espécimen del suelo interseca contra la superficie de fluencia. Luego de ello, el suelo se comporta de

manera plástica.

### 3.4. Comportamiento de ablandamiento/endurecimiento

El endurecimiento del material es atribuido a la deformación plástica volumétrica o a la compactación de un material, el cual equivale a la reducción en la relación de vacíos y el volumen específico. Es decir, este comportamiento de endurecimiento está acompañado por una compresión. Por otro lado, el ablandamiento del material está relacionado con una muestra de suelo muy sobreconsolidada, ya que estas solo soportan esfuerzos dentro de la superficie de fluencia.

El comportamiento de endurecimiento/ablandamiento está determinado por el parámetro  $p'_0$ , el cual está relacionado con la deformación volumétrica plástica,  $d\varepsilon_v^p$ , por la siguiente ecuación:

$$\frac{dp'_0}{p'_0} = \frac{v}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (3.8)$$

### 3.5. Constantes de material elástico del modelo Cam Clay Modificado

Si suponemos que la respuesta elástica del suelo es isotrópica y elástica, es necesario tener dos módulos elásticos para definir su rigidez elástica completamente. Para ello recurrimos a las constantes de material elástico comúnmente usadas como lo son el módulo de Young  $E$ , el módulo de corte  $G$ , el coeficiente de Poisson  $\nu$  y el módulo volumétrico  $K$ .

Con los datos del módulo volumétrico  $K$  y de Poisson  $\nu$  (el cual se asumirá en este estudio), podemos calcular  $E$  y  $G$ .

$$E = 3K(1 - 2\nu) \quad (3.9)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + 2\nu)} \quad (3.10)$$

Las arcillas tienen un valor de coeficiente de Poisson típico alrededor de 0.3, variando ligeramente con respecto al índice de plasticidad del suelo (Wroth, 1975). Además, para los

suelos modelados por el Cam Clay Modificado, el módulo volumétrico  $K$  depende del esfuerzo, es decir  $K$  no es una constante.

La siguiente ecuación describe el comportamiento elástico del suelo.

$$K = \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa} \quad (3.11)$$

Con esto se puede observar que el valor de  $G$  y  $E$  tampoco son constantes, ya que están en función del esfuerzo medio efectivo. Lo mismo sucede con el valor de la relación de vacíos  $e_0$ , y la pendiente de la recta de carga y descarga  $\kappa$ .

### 3.6. Resumen de parámetros del Modelo Cam Clay Modificado

Con todo lo mencionado anteriormente podemos enlistar los parámetros utilizados en el Modelo Cam Clay Modificado con el programa Abaqus®. Los cuales son los siguientes:

- Coeficiente de Poisson  $\nu$

$\kappa$  y  $\lambda$ , coeficiente de hinchamiento y compresión respectivamente. Estas pendientes están relacionadas con el índice de compresión  $C_c$  y el índice de hinchamiento  $C_s$  obtenidos del

ensayo de consolidación de la siguiente forma:  $\lambda = \frac{C_c}{\ln 10}$ ,  $\kappa = \frac{C_s}{\ln 10}$

- Parámetro  $M$ , el cual representa la pendiente de la línea de estado crítico y se obtiene mediante el ángulo de fricción del suelo ( $\phi'$ ).

## **4. Método numérico con elementos finitos**

### **4.1. Introducción**

El suelo tiene comportamiento elástico no lineal, por ende, los problemas numéricos son complejos y necesitan de un programa computacional que procese los datos correctamente, además de realizar la modelización adecuada. Dentro de las soluciones numéricas el más utilizado y difundido es Método de Elementos Finitos (MEF).

El MEF se basa en dividir los elementos a trabajar en múltiples celdas los cuales están unidos mediante nodos. Al conjunto de nodos que están relacionados por adyacencia se llama malla. Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos. Además, la información es transmitida entre los diferentes modelos mediante los nodos. Es decir, si los nodos no son comunes o no están relacionados de alguna manera, aunque ocupen la misma posición no habrá transferencia de información.

Para este estudio se utilizó el programa comercial de elementos finitos Abaqus, el cual es un programa muy estudiado y utilizado en la rama de estructuras y geotecnia. Este programa es usado para abordar diversos problemas de la ingeniería que involucran configuraciones 2D y 3D, el análisis de esfuerzos-deformación (estático y dinámico), de consolidación, de filtración, análisis de fallas y posteriores a las fallas, entre otros.

### **4.2. Modelación con elementos finitos**

Para el caso de estudio del terraplén construido secuencialmente sobre arcillas, se debe construir una malla de elementos finitos que simule el procedimiento de construcción secuencial, y de esta forma calcular los asentamientos del modelo.

Para realizar la modelización del terraplén se asume un problema 2D de consolidación (en estado de deformación plana) y, adicionalmente, se asume la simetría en la línea central del terraplén por lo que se toma la mitad de la geometría.

La malla consta de las capas de arcillas y tres capas de terraplén. Luego, lo que se tiene que hacer es eliminar el terraplén de la malla de elementos finitos. Posteriormente, las capas del terraplén se agregaron capa por capa en los pasos de los cálculos posteriores. Cuando se agrega una capa de terraplén, se sitúa en la capa deformada que se agregó anteriormente. Se supone que la nueva capa está libre de esfuerzos en el momento de la construcción (Helwany, 2007).

Por último, es importante indicar que la arcilla se modela con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC, por sus siglas en ingles), ya que este modelo puede detectar fallas dentro de las arcillas durante y después de la construcción. En la Figura 4.1 se muestra la simulación de un terraplén realizado en el programa comercial de elementos finitos Abaqus.

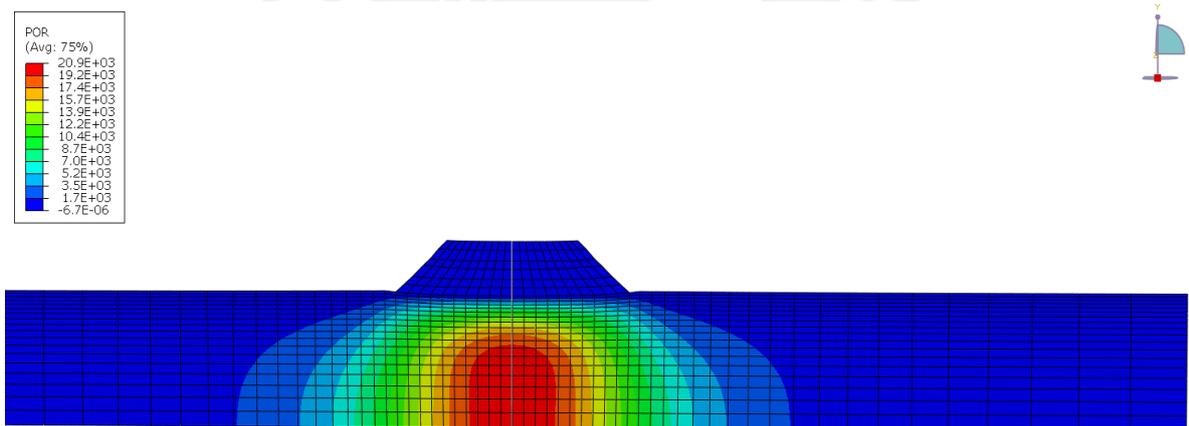


Figura 4.1: Simulación de un terraplén en Abaqus.

### 4.3. Validación del modelo

En este punto se realiza la validación del modelo numérico de un terraplén construido secuencialmente sobre arcillas blandas. Además, se detalla los pasos a seguir para realizar una adecuada modelación del terraplén y de las arcillas blandas.

Se resuelve el ejercicio 4.7 del libro *Applied Soil mechanics with Abaqus applications* de Sam Helwany (2007), ya que se asemeja ligeramente al caso de estudio y nos proporciona la confiabilidad de los pasos a modelarlo. Los datos de la geometría, los parámetros del modelo MCC, el tiempo de la construcción y la simulación son proporcionados por el ejercicio.

Con esto, se busca obtener la curva de asentamiento en el tiempo y es comparada con el resultado obtenido por Helwany (2007). De esta forma, se valida si el procedimiento aplicado y las condiciones del modelo está en el orden de aproximación de los resultados obtenido por el autor de referencia.

#### 4.3.1. Geometría

El terraplén mostrado en la Figura 4.2 tiene 1.8 m de altura y está construido sobre un estrato de arcilla de 4.7 m de espesor, subyacente a una capa rocosa impermeable ( $k=0$  m/s, no drenado). El modelo solo toma la mitad del terraplén, esto se debe a que se asume simetría. El nivel freático coincide con la superficie del terreno arcilloso. El terraplén está construido en tres capas iguales con espesor de 0.6 m cada una como se muestra en la Figura 4.2. Cada capa de terraplén se construye en un periodo de 2 días. Por lo tanto, el tiempo total de construcción del terraplén es de 6 días.

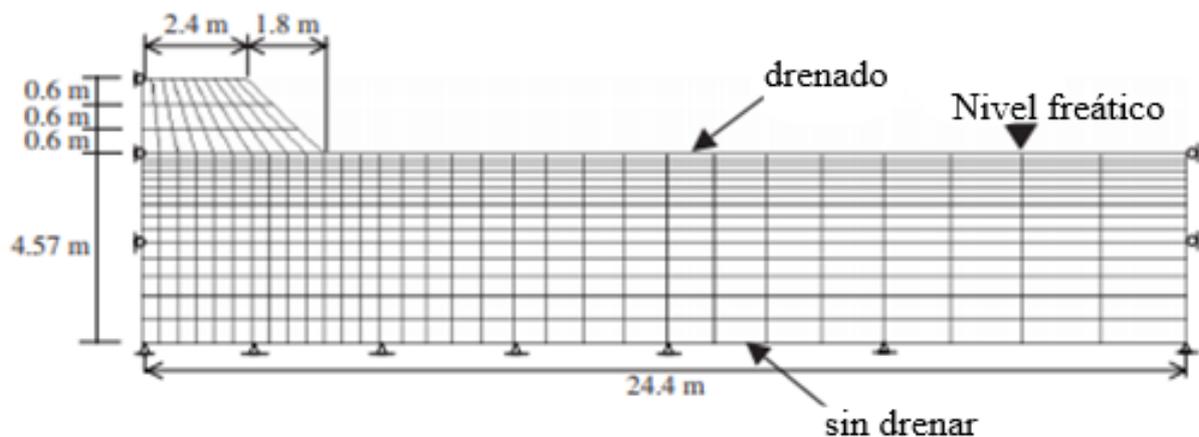


Figura 4.2: Geometría del terraplén sobre arcillas blandas.

#### 4.3.2. Parámetros geotécnicos

Los parámetros del modelo MCC del único estrato de arcilla presente en el problema se muestran en la siguiente Tabla 4.1. Además, se asume que el material del terraplén es elástico lineal con  $\rho = 1923 \text{ kg/m}^3$ ,  $E=478 \text{ kPa}$ ,  $\nu=0.3$ ,  $k = 0.1 \text{ m/s}$  y  $e_0=1.5$ .

Tabla 4.1: Parámetros MCC (Helwany, 2007).

General		Plasticidad	
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1923	$\lambda$	0.174
$k$ (m/s)	$2.5 \cdot 10^{-8}$	$M$	1.5
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	9.81	Elasticidad	
$e_0$	0.889	$\kappa$	0.026
		$\nu$	0.28

### 4.3.3. Condiciones iniciales y de contorno

Primero se asume que la superficie superior de la capa de arcilla es permeable (drena el agua). Además, se aplica una condición de contorno de permeabilidad en la parte superior de la primera capa del terraplén y también en la cara inclinada. Esto permite que el exceso de presión de poros pueda drenarse en el periodo de 2 días que dura la construcción de la primera capa del terraplén. Sin embargo, la condición de contorno permeable entre la capa de arcilla y la primera capa del terraplén se inactiva en la interface. Esto se realiza cada vez que se aplica una nueva capa de terraplén, ya que evita el drenaje entre la capa de arcilla y el terraplén en un comienzo. Luego, esta condición de contorno permeable se vuelve a desactivar en la interface cuando se construye la segunda capa del terraplén sobre la primera capa de este. Así sucesivamente, hasta completar la última capa de terraplén.

Por otro lado, se aplican las condiciones de contorno para otorgar los grados de libertad a los nodos que se encuentran en el contorno. La primera condición de contorno es restringir el movimiento horizontal a las líneas verticales ( $u_x = 0$ ). La segunda es restringir el movimiento horizontal y vertical a la línea horizontal inferior ( $u_x = u_y = 0$ , ver Figura 4.3). Por último, se aplica la condición de contorno de simetría. Esto permite que el límite vertical izquierdo sea cerrado y de esta forma evitar el flujo de agua.

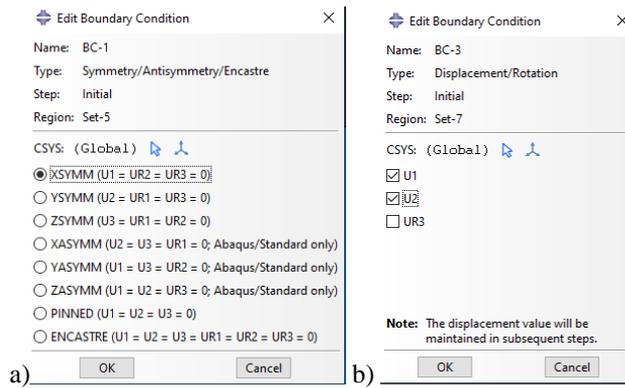


Figura 4.3: Condición de contorno: a) de simetría y b) base del modelo.

#### 4.3.4. Discretización de la malla

El paso siguiente es la creación de la malla en Abaqus. Para ello el programa brinda la opción del tamaño del mallado y el tipo de elemento, que en este caso sería deformable (CPE4P, que significa elemento en estado plano de deformación con 4 nodos, con variables primarias de desplazamiento y exceso de presión de poros). Con todo ello realizado, se procede a dibujar el terraplén y la arcilla.

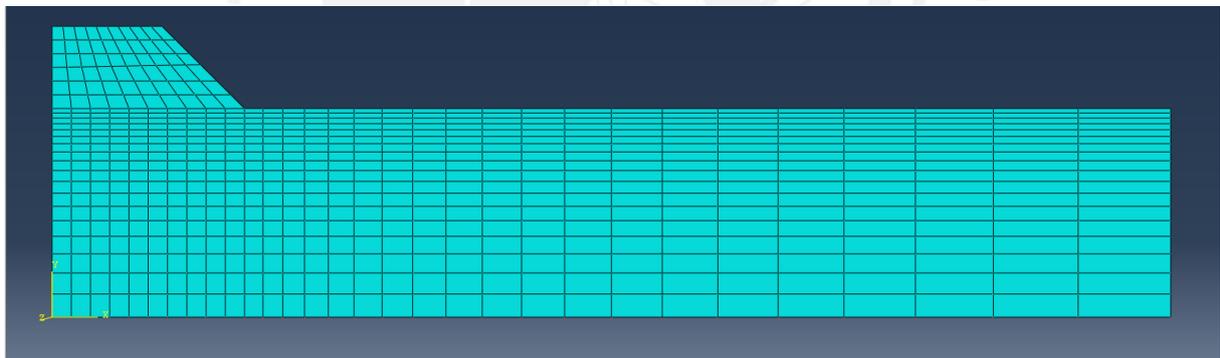


Figura 4.4: Discretización del modelo en Abaqus.

Finalmente, se obtiene la configuración del terraplén y la arcilla como un solo cuerpo. En los procesos posteriores se van a separar para asignar a cada uno el material y las propiedades que le corresponden. La Figura 4.5 muestra el resultado después de realizar lo mencionado anteriormente.

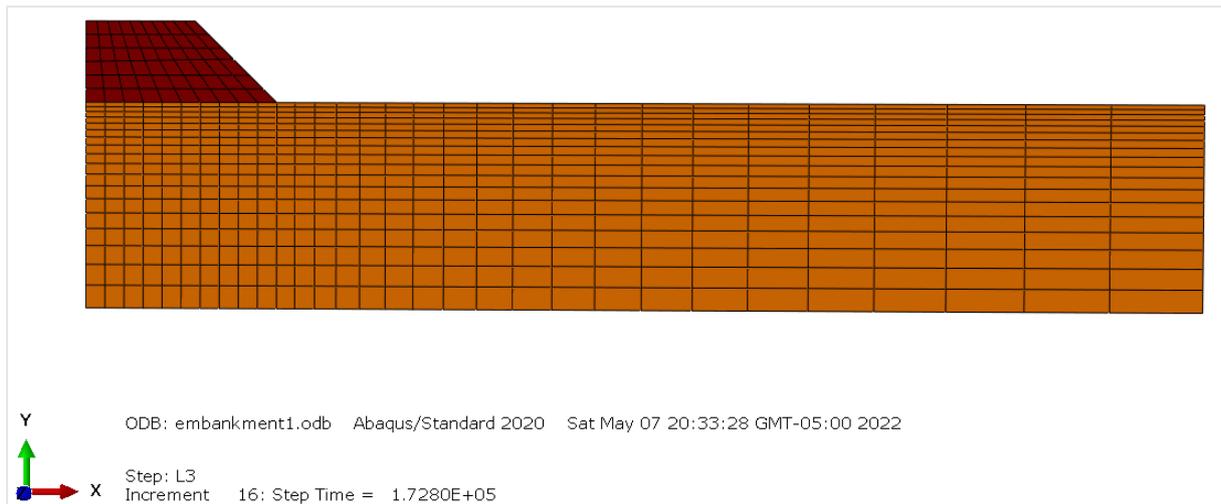


Figura 4.5: Terraplén diseñado en Abaqus.

#### 4.3.5. Fases de cálculo

El primer paso es invocar el comando del Abaqus, denominado “geo-estático” para asegurar que se satisfaga el equilibrio dentro de la capa de arcilla. Es decir, esta opción asegura que la condición de esfuerzo inicial en cualquier momento dentro de la capa de arcilla se encuentre dentro de la superficie de fluencia inicial del modelo Cam Clay Modificado.

La segunda fase es la construcción de la primera capa del terraplén sobre la capa de arcilla. El peso propio de la capa del terraplén se aplicará gradualmente con la opción “fuerza de cuerpo” en un periodo de dos días (172 800 segundos).

En la fase tres se agrega la segunda capa de terraplén. En este proceso se incluye las condiciones de contorno descritas anteriormente. Este paso es fundamental para obtener un adecuado comportamiento del terraplén.

La cuarta fase es construir la última capa de terraplén siguiendo los pasos descritos anteriormente. Por último, el paso final es el de consolidación el cual tiene un tiempo de 200 días (17 280 000 segundos), el cual es dato en el problema. La Figura 4.6 presenta los pasos insertados en el Abaqus para que el programa los ejecute de acuerdo con el orden establecido.

Name	Procedure	Nlgeom	Time
✓ Initial	(Initial)	N/A	N/A
✓ Geostatic	Geostatic	ON	1
✓ capa1	Soils (Transient)	ON	172800
✓ capa2	Soils (Transient)	ON	172800
✓ <b>capa3</b>	Soils (Transient)	ON	172800
✓ Consolidación	Soils (Transient)	ON	17280000

Figura 4.6: Fases para obtener los resultados de asentamiento.

#### 4.3.6. Resultados numéricos

Después de realizar los pasos mencionados anteriormente y asignar las propiedades a cada material, se procede a realizar los cálculos del asentamiento en la superficie del terreno y la presión de poros en función del tiempo en el punto medio de la capa de arcilla. La Figura 4.7 muestra el asentamiento en función del tiempo en el centro del terraplén y se contrasta con la solución entregada por Helwany (línea negra).

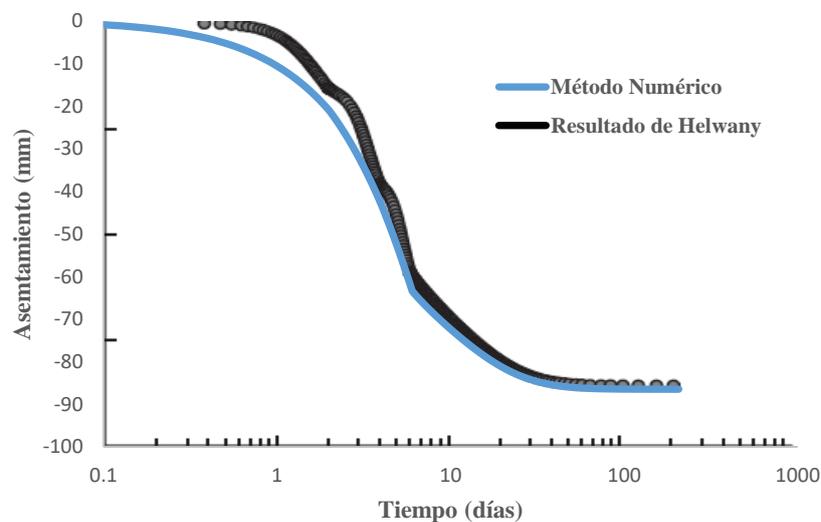


Figura 4.7: Asentamiento del terraplén en función del tiempo.

Se observa que el método numérico y los pasos usados para determinar el asentamiento en el centro del terraplén son los adecuados, ya que arrojan un valor muy cercano al de la solución dada por Helwany (2007). Con esta validación del modelo y siguiendo los mismos pasos se procede a realizar el análisis numérico para el caso de estudio.

Por otro lado, se importan los datos de la presión de poros calculados en la mitad del

estrato para colocarse en una hoja de cálculos y obtener su gráfico. De esta forma, se obtiene la gráfica de presión de poros respecto al tiempo, la cual será también comparada.

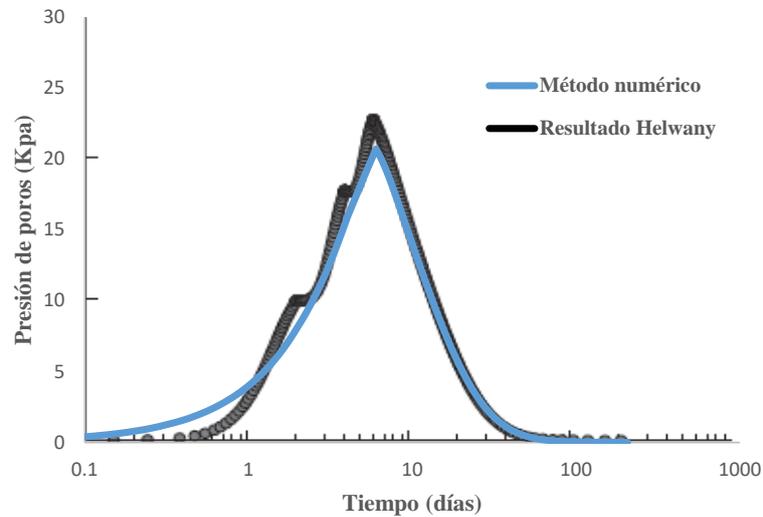


Figura 4.8: Presión de poros en función del tiempo.

Los resultados son visiblemente similares. Esto permite tener una certeza cuando se aplique la modelación y se realicen los procedimientos para determinar el asentamiento en un terraplén construido secuencialmente. En otros casos, se deben realizar ajustes en los parámetros y calibrar el modelo en base a los datos obtenidos de campo y la instrumentación. Esto permite obtener resultados más cercanos a la realidad. Al ser este caso un ejemplo académico no se tomó en cuenta lo mencionado.



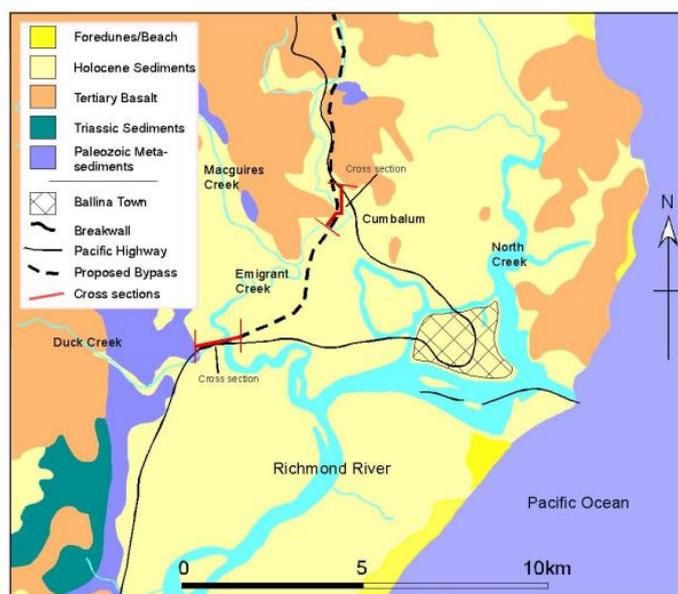


Figura 5.2: Características geológicas (Bishop 2004).

Los estudios realizados por Robert Carr & Associates (2000) revelaron que la zona donde se encuentra el terraplén se estratifica en 4 capas. En la Figura 5.3 se muestra un esquema de la litología del lugar. En la parte superior hay una fina capa de arcilla desecada con 1 m de espesor generalmente no saturada y sobreconsolidada. Debajo de esta se encuentra una capa gruesa de arcilla “estuarina<sup>2</sup>” de 30 m de profundidad. Sin embargo, este depósito de arcilla está dividido en 2 capas debido a la presencia de una capa de arena situada en el medio de estas, según revelan los registros de perforación realizados en la zona. La profundidad a la que se encuentra es aproximadamente entre 8.5 a 11.5 m. Esta capa de arena densa, de grano fino a medio, esta endurecida y algo cementada. Por otro lado, la capa de arcilla debajo de la de arena varía gradualmente de suave a rígida a medida que aumenta la profundidad. Finalmente, debajo de esta capa de arcilla hay un suelo de lecho rocoso, cuya deformación se desprecia en el análisis.

---

<sup>2</sup> Estuarina proviene de la palabra estuario el cual (según la EPA) es un cuerpo de agua parcialmente encerrado y formado por la mezcla de aguas dulces (provenientes de ríos y quebradas) con el agua salada del mar. Los estuarios se encuentran en diversos tamaños y formas y suelen llamarse; bahías, lagunas, puertos o canales. Ejemplo de ello es la Bahía de San Francisco (estuario en California) (<https://espanol.epa.gov/>).

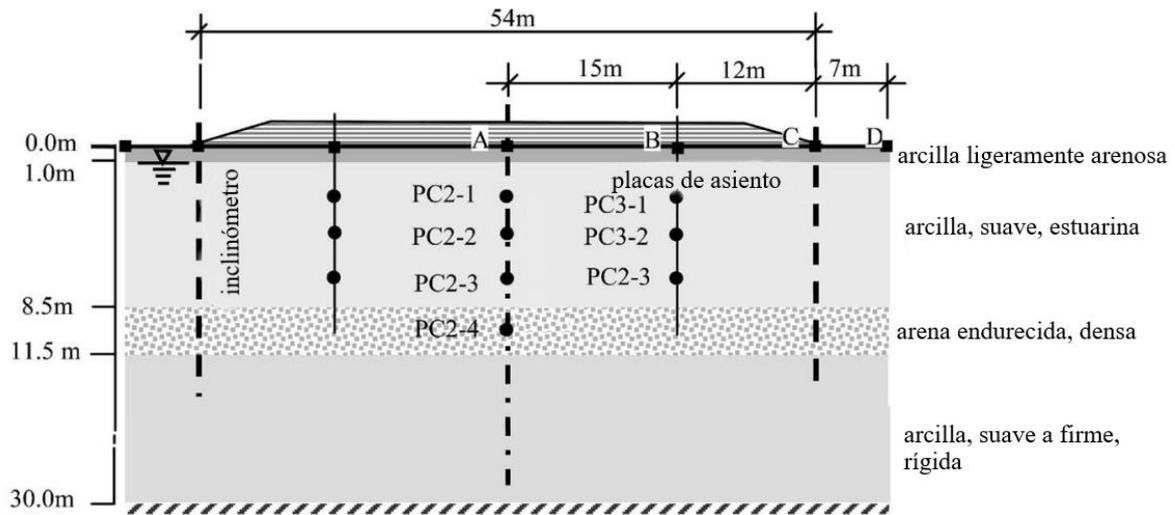


Figura 5.3: Esquema de la litología bajo el terraplén (Huang et al., 2006).

## 5.2. Instrumentación del terraplén

La instrumentación es un proceso importante debido que entrega resultados reales sobre el comportamiento del terraplén, esto permite comparar los resultados con los cálculos del modelo numérico y analítico. En el terraplén de prueba, realizado por Huang et al. (2006), se obtuvo datos de asentamiento a través de placas de carga, lecturas de presión de poros a través de piezómetros y perfiles de desplazamiento horizontal por medio de inclinómetros. Estos datos describen las respuestas fundamentales de un terraplén en suelo blando y sirven para la calibración de modelos para predecir el comportamiento del terraplén.

Sin embargo, es importante señalar que, aunque el proyecto del terraplén de Teven Road se estableció como un terraplén de prueba para recopilar todos los datos necesarios para desarrollar un modelo numérico del comportamiento del terraplén, los datos medidos disponibles son incompletos. Huang et al. (2006) señalan que los datos de presión de poro solo están disponibles a partir de una altura del terraplén de 0.5 m, ya que los piezómetros no se instalaron hasta después de la construcción de la primera plataforma. De igual manera, las lecturas de los inclinómetros no se tomaron hasta 42 días después del inicio de la construcción. Por tal motivo, no incluye primeros movimientos horizontales. Por ello este dato solo puede usarse para evaluar la predicción de los desplazamientos laterales que podrían ocurrir en

relación con las condiciones de masa de suelo que prevaleció en un tiempo de 42 días después de la construcción.

La Figura 5.4 muestra la vista en planta de la localización de los instrumentos utilizados en el terraplén de prueba, y se puede observar los puntos de instrumentación en función de la profundidad.

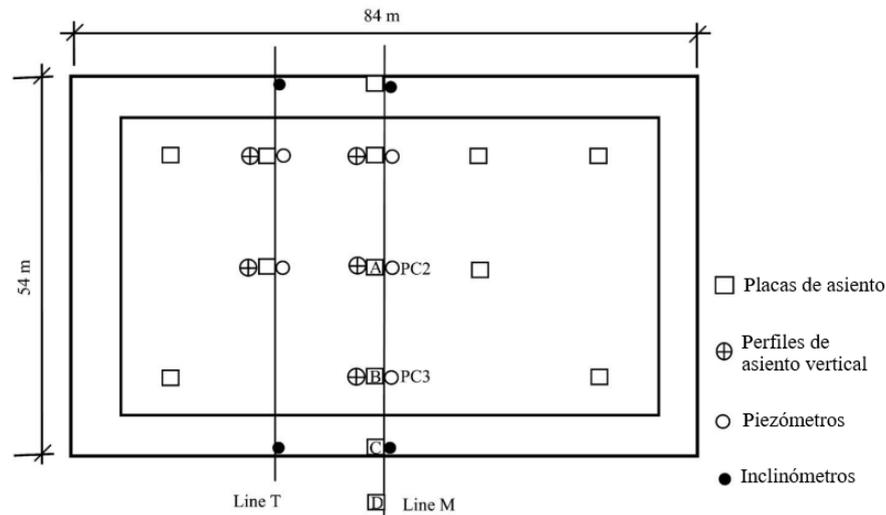


Figura 5.4: Plano de localización de la instrumentación realizada en el terraplén de Teven Road (Huang et al., 2006).

### 5.3. Ensayos realizados en el terraplén de Teven Road

#### 5.3.1. Ensayo CPT

Robert Carr & Associates (2000) realizaron ensayos CPT para obtener la resistencia de punta de cono ( $q_t$ ) y la resistencia no drenada ( $S_u$ ). Además, se han recopilado algunos datos de pruebas de disipación CPTu para una estimación indirecta de la permeabilidad horizontal, realizado por Lunne et al. 1997. A continuación, se describe un resumen del ensayo:

- La primera de capa de arcilla desecada obtuvo un valor de resistencia de punta de cono ( $q_t$ ) de alrededor de 700 kPa y de valores  $S_u$  que están entre 75 y 100 kPa.
- El segundo estrato de arcilla tiene un valor de resistencia de punta de cono ( $q_t$ ) de alrededor de 200 a 300 kPa y valor de  $S_u$  que varía entre 16 a 33 kPa. Por otro lado, la arcilla tiene un contenido de humedad extremadamente alta, alrededor de 130% (Drury

1982).

- La capa de arena densa está endurecida y algo cementada, por ello las pruebas CPT no pudieron penetrarlo en muchos lugares debido a la flexión de la varilla cónica. Sin embargo, las pruebas de bombeo realizadas han demostrado que este estrato es poroso con una permeabilidad relativamente alta sobre su espesor. Por ello, se le considerara como un canal de drenaje horizontal dentro del depósito de arcilla.

### 5.3.2. Ensayos de laboratorio

La investigación de sitio, el muestreo y las pruebas de laboratorio fueron realizadas por RTA (*Roads and Traffic Authority*) y Robert Carr & Associates (2000). Debido a la naturaleza de la investigación de sitio, el muestreo del suelo y las pruebas, inevitablemente existen algunas inexactitudes en los datos monitoreados como en los parámetros estimados del suelo. En particular, el muestreo del suelo en la etapa inicial se centró en la capa de arcilla blanda sobre la capa de arena y no pasó por la capa de arena. Para el terraplén de prueba se tomaron muestras inalteradas de la capa de arcilla blanda y se analizaron.

Los parámetros del suelo que se presentan en la Tabla 5.1 y Tabla 5.2 se estimaron en base a los datos de laboratorio y las pruebas de campo, realizado Huang et al. (2006). La relación de vacíos inicial  $e_0$ , peso específico seco del suelo  $\gamma_d$ , índice de plasticidad  $I_p$  y el índice de liquidez  $I_L$  se obtienen de las distintas pruebas de laboratorio. Mientras que la relación de preconsolidación  $OCR = \sigma'_{v,max}/\sigma'_v$ , el coeficiente de cambio de volumen  $m_v$ , el coeficiente de consolidación  $c_v$ , el índice de compresión  $C_c$ , el índice de hinchamiento  $C_s$ , y el índice de compresión secundario  $C_\alpha$  se obtienen por el ensayo de consolidación unidimensional. Por otro lado, el ángulo de fricción es obtenido por el ensayo de compresión triaxial drenada (CD).

Tabla 5.1: Parámetros para el perfil de suelo de Teven Road (Huang et al., 2006).

Profundidad (m)	e <sub>0</sub>	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	OCR	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	mv (x10 <sup>-4</sup> m <sup>2</sup> /Kn)
0.7	0.8	6	8	0.4	0.63	12.2
1.7	1.25	11	5.3	0.36	0.92	12.78
2.7	2.01	16	2.44	0.58	0.98	9.84
3.7	2.27	21	1.71	0.71	0.81	8.22
4.8	2.82	26	1.92	0.81	1.04	6.63
6.7	2.7	33	1.51	0.77	1.01	5.09
14.7	1.69	62	1.06	0.38	1.07	3.06

Tabla 5.2: Resultados de la prueba de consolidación unidimensional y ensayo triaxial (Huang et al., 2006).

Profundidad (m)	c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /año)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	C <sub><math>\alpha</math></sub>	$\Phi^\circ$
0.7	185.65	0.18	0.03	0.002	33
1.7	14.844	0.51	0.03	0.012	-
2.7	3.001	1.09	0.07	0.032	26
3.7	4.654	1.11	0.05	0.025	-
4.8	2.255	1.94	0.05	0.05	28
6.7	5.832	1.43	0.04	0.044	-
14.7	7.161	0.31	0.02	0.005	28

## 6. Análisis de resultados

### 6.1. Método Analítico

El método analítico se trata de un modelo de análisis de consolidación unidimensional que consiste en calcular el asentamiento total de una cimentación, en este caso un terraplén, a través de los asentamientos producidos por el comportamiento elástico y por la consolidación. Es decir, el asentamiento total se determina a partir de la ecuación (6.1).

$$St = Si + Sc + Ss \quad (6.1)$$

Donde:  $St$  es el asentamiento total,  $Si$  es el asentamiento inmediato,  $Sc$  es el asentamiento por consolidación primaria y  $Ss$  es el asentamiento por consolidación secundaria

El asentamiento inmediato se puede obtener a partir de la teoría de elasticidad, la cual utiliza el método de factor de influencia. En este caso se utiliza la ecuación propuesta por Janbu et. al (1956), en la cual se considera el módulo de Poisson con un valor de 0.5 para arcillas saturadas en condiciones no drenadas.

En esta ecuación, se toma en cuenta los valores de la profundidad de la cimentación ( $D_f$ ), las dimensiones del terraplén, el esfuerzo ( $q_0$ ), el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson y los coeficientes  $\mu_0$  y  $\mu_1$  los cuales se obtienen de la Figura 6.4 y Figura 6.5

$$Si = \frac{qB}{E_u} \mu_0 \mu_1 (1 - \nu) \quad (6.2)$$

Con la ecuación (6.2) se determina el asentamiento inmediato o elástico de los estratos de arcilla de la zona de Ballina. Estudios previos determinaron que la arcilla Ballina posee un valor de módulo elástico no drenado de 6000 kPa.

Por otra parte, el asentamiento por consolidación primaria se obtiene en base a los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional. Se dividirán los estratos en sub-estratos para hacer frente a la variación del esfuerzo efectivo y la compresibilidad del suelo.

Además, con ello se obtiene resultados más precisos y cercanos a la realidad.

Se utilizó valores estimados para uniformizar las propiedades de cada capa de suelo debajo del terraplén. En consecuencia, se presenta la Tabla 6.1 con los valores mejor estimados.

Tabla 6.1: Valores estimados usados para el método analítico.

Capa de suelo	Profundidad (m)	$e_0$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR
1	0-1.0	0.8	18.94	8
	1.0-2.5			5.3
2	2.5-3.5	2.29	15.08	2.4
	3.5-8.5			1.6
3	8.5-11.5	0.65	19.8	-
	11.5-15			1.06
4	15-20	1.69	15.99	1.03
	20-30			1

Se utilizan las Ecuaciones (2.15), (2.17) y (2.18) para obtener el asentamiento por consolidación en condiciones edométricas. En este proceso es necesario determinar el incremento de esfuerzos verticales en el suelo debido al terraplén. Diversos autores han recopilado soluciones para determinar dicho incremento de esfuerzos a partir de la teoría de elasticidad, por ejemplo: Jürgenson (1934), Gray (1936), Newmark (1940), Poulos & Davis (1974), entre otros. Además, Osterberg (1957) presenta una carta de influencia (Figura 6.1) con el cual se puede determinar el esfuerzo en puntos diferentes del centro o incluso fuera del terraplén. Este procedimiento ha sido extensamente utilizado en la literatura moderna para obtener el esfuerzo en porciones de un terraplén y mediante la correcta adición o sustracción se puede obtener el esfuerzo en cualquier punto.

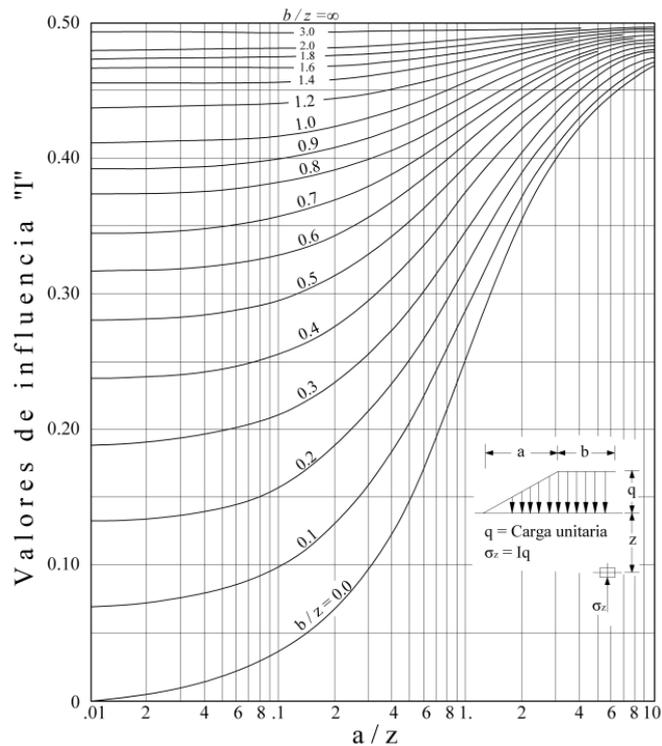


Figura 6.1: Carta de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a una porción de terraplén (Osterberg, 1957).

Así mismo, en el libro de Das (1990) presenta una formulación para obtener el incremento de esfuerzos bajo un terraplén, el cual se expresa en la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma = \frac{q_0}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (6.3)$$

Donde:  $q_0 = \gamma \cdot H$ ,  $\gamma$  = peso específico del suelo del terraplén,  $H$  = altura del terraplén

$\alpha_1 = \tan^{-1} \left( \frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$  y  $\alpha_2 = \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$ , los valores de  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  están en radianes.

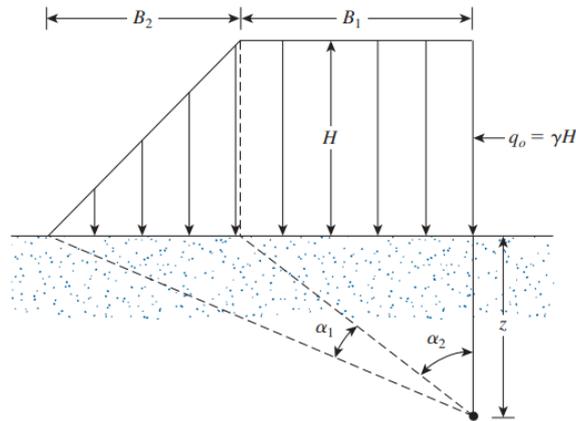


Figura 6.2 : Carga del terraplén (Das, 1990).

Esta última fórmula se utiliza para determinar el incremento de esfuerzos bajo el terraplén en el método analítico en la consolidación primaria. Los resultados no difieren mucho si se utiliza la carta de influencia de Osterberg (1957), ver Figura 6.1.

Por otro lado, el asentamiento por consolidación secundaria se calcula mediante el índice de compresión secundaria  $C_\alpha$  que se puede obtener mediante la ecuación (6.4).

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log_{10}(t)} \quad (6.4)$$

Sin embargo, Mesri & Godlewski (1977) sugirieron que el índice de compresión ( $C_c$ ) se relaciona linealmente con el índice de compresión secundaria y que el valor de  $C_\alpha/C_c$  se encuentra en un rango de 0.02-0.1 para una gran variedad de suelos. Ellos encontraron que la relación  $C_\alpha/C_c$  tiene un valor típico de  $0.04 \pm 0.01$  para una arcilla blanda inorgánica. Lo cual se aproxima a la relación obtenida para la arcilla Ballina como se muestra en la Figura 6.3.

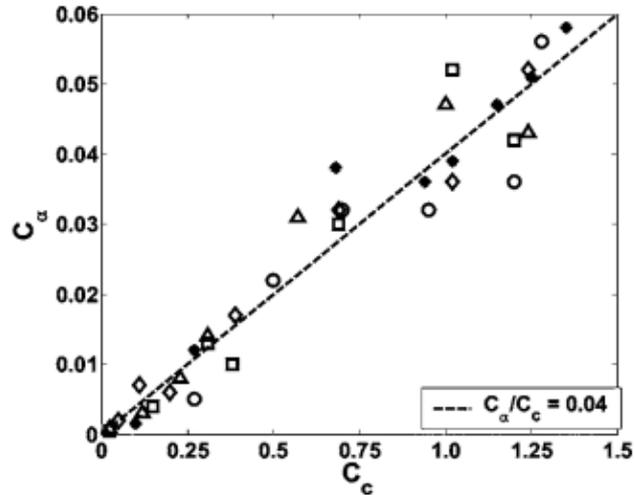


Figura 6.3: Relación  $C_s/C_c$  obtenida en laboratorio (Huang et al., 2006).

Mientras que el índice de compresión secundaria se mantenga constante, la compresión secundaria del suelo puede estimarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_{100}} h \log_{10} \left( \frac{t}{t_p} \right) \quad (6.5)$$

Donde  $t_p$  es el tiempo final de la consolidación primaria y  $h$  es el espesor de la muestra de suelo. Además,  $e_{100}$  es igual al valor del índice de vacíos en el extremo de la consolidación primaria (Das, 2013). Con ello se puede determinar el  $e_{100}$  con la siguiente ecuación:

$$e_{100} = e_0 - \Delta e \quad (6.6)$$

### 6.1.1. Resultados del asentamiento elástico

Para determinar el asentamiento elástico en arcillas se utiliza la ecuación (6.2). En ella se presentan los coeficientes  $\mu_0$  y  $\mu_1$ , los cuales se obtienen a través de las cartas propuestas por Christian y Carrier (1978).

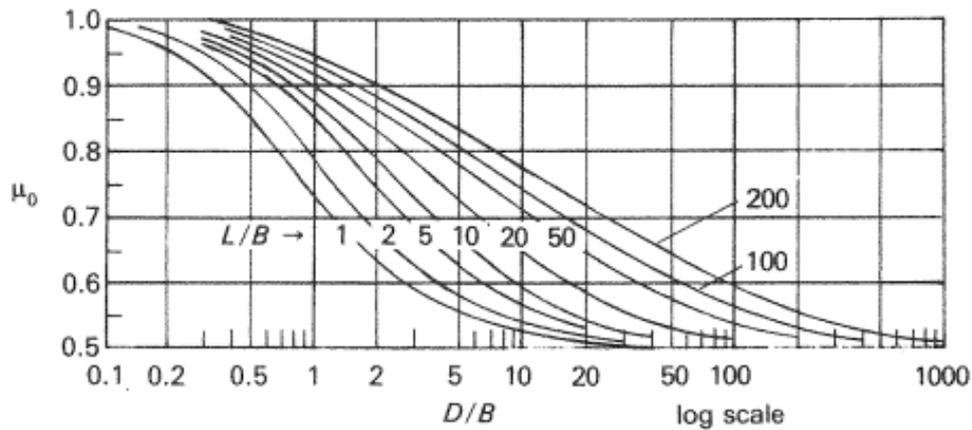


Figura 6.4: Carta para obtener el valor de  $\mu_0$ .

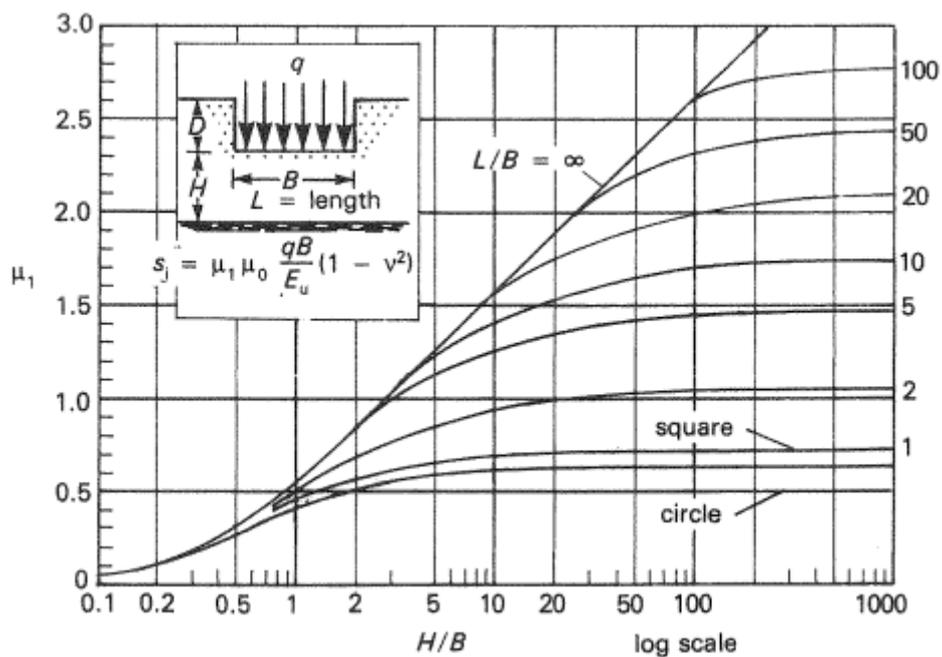


Figura 6.5: Carta para obtener el valor de  $\mu_1$ .

Con estas cartas junto a los valores de  $H$ ,  $B$  y  $L$  se obtiene los valores de  $\mu_0$  y  $\mu_1$ . Por otra parte, el módulo de elasticidad, el cual es un coeficiente importante en la ecuación, se conoce debido al caso de estudio. Según Huang et al. (2006), el valor del módulo de elasticidad en condiciones no drenadas de la arcilla Ballina es de 6000 kPa. La Tabla 6.2 y Tabla 6.3 muestran las dimensiones y los resultados de  $\mu_0$  y  $\mu_1$ .

Tabla 6.2: Valores de las de las dimensiones correspondientes al terraplén

Dimensión	Longitud (m)
D	0
B	54
H	27
L	84

Tabla 6.3: Valores de  $\mu_0$  y  $\mu_1$

Resultados de las graficas	
L/B	1.6
H/B	0.5
$\mu_0$	1
$\mu_1$	0.25

Finalmente, se procede a realizar la ecuación la cual determina el valor del asentamiento elástico en arcillas. Este asiento es calculado en la superficie del terreno. Hay que recordar que el valor del esfuerzo inicial ( $q_0$ ) debido a la carga del terraplén es igual a la altura del terraplén multiplicado por su peso específico de 18 kPa.

Tabla 6.4: Resultados del asentamiento inmediato.

$q_0$ (kPa)	$E_s$ (kPa)	$S_e$ (mm)
28.8	6000	32.4

### 6.1.2. Resultados del asentamiento por consolidación primaria y secundaria

Para determinar estos asentamientos (primaria y secundaria), es necesario tener todos los coeficientes y parámetros para utilizar las ecuaciones correspondientes al cálculo del asentamiento por consolidación primaria y secundaria. Dichas ecuaciones se basaron en la

Tabla 5.1, Tabla 5.2 y la Tabla 6.1.

Para la consolidación primaria se utilizó el método que presenta Das (1990), ecuación (6.3), para obtener el incremento de esfuerzos. Los estratos de arcillas se subdividieron según la Tabla 6.1 y con ello se obtuvo el valor del asentamiento por consolidación de las 3 capas de arcilla.

En la Tabla 6.5, se presentan los parámetros geotécnicos utilizados para determinar el asentamiento por consolidación de las 3 capas de arcillas encontradas debajo del terraplén.

Tabla 6.5: Parámetros geotécnicos.

Prof. (m)	Cr	Cc	eo
0.50	0.03	0.18	0.80
1.75	0.03	0.51	1.25
3.00	0.07	1.09	2.01
6.00	0.05	1.35	2.29
13.25	0.02	0.31	1.69
17.55	0.02	0.31	1.69
25.00	0.02	0.31	1.69

Luego, se utilizó la ecuación (2.18) para determinar el asentamiento producido en el terreno debido al terraplén de 1.6 m de altura. Los resultados se presentan en Tabla 6.6. Con ello se obtuvo un resultado de asentamiento primario de 302 mm, en el cual la contribución de la última capa de arcilla fue de 147 mm para un grado de consolidación al 99%.

Tabla 6.6: Resultados de consolidación primaria

	H (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Asentamiento (m)
Capa 1	1	18.94	0.012
Capa 2	7.5	15.08	0.143
Capa 4	18.5	15.99	0.147

Por otro lado, el asentamiento por consolidación secundaria se calculó con la ecuación (6.5) para las 2 principales capas de arcillas (capa 2 y capa 4). Cabe resaltar que los datos del terraplén de prueba de Teven Road no son suficientes para permitir una evaluación confiable. Por este motivo pueden surgir dificultades al usar la ecuación (6.5), ya que esta ecuación es válida hasta un cierto límite de tiempo. Posterior a ese límite de tiempo la tasa de la compresión secundaria puede disminuir gradualmente hasta cero (Lo et al., 1976). Sin embargo, se asumirán algunos datos de acuerdo con las recomendaciones dadas en (Huang et al., 2006) para estimar el asentamiento secundario.

En la Tabla 6.7 se presentan los valores utilizados para el cálculo de la consolidación secundaria. Se toma como tiempo de fin de la consolidación primaria para la capa de arcilla 2

de aproximadamente 20 años y 80 años para la capa de arcilla inferior, ya que esos valores son los arrojados por la ecuación de la tasa de consolidación al 99% teniendo en cuenta los valores del coeficiente de consolidación de la Tabla 6.6. Si la compresión secundaria durase 100 años, la ecuación 3 arroja un valor de asentamiento por consolidación de aproximadamente 80 mm

Tabla 6.7: Valores utilizados en la ecuación de consolidación secundaria.

	Arcilla superior	Arcilla inferior
$C\alpha$	0.05	0.005
$e_0$	2.29	1.69
$\Delta e$	0.08	0.02
$e_{100}$	2.21	1.67
$h$ (m)	7.5	18.5
$t$ (años)	100	100
$t_p$ (años)	22	80

De esta forma, se obtiene un asentamiento total de 414 mm en el centro del terraplén mediante las ecuaciones del método analítico en el cual se suman los asentamientos inmediatos (32.4 mm), por consolidación primaria (302 mm) y secundaria (80 mm) . La Figura 6.6 muestra el asentamiento por consolidación primaria del suelo en relación con el tiempo en días en el que demora la finalización de dicho proceso hasta un 99 % de tasa de consolidación para el último estrato de arcilla.

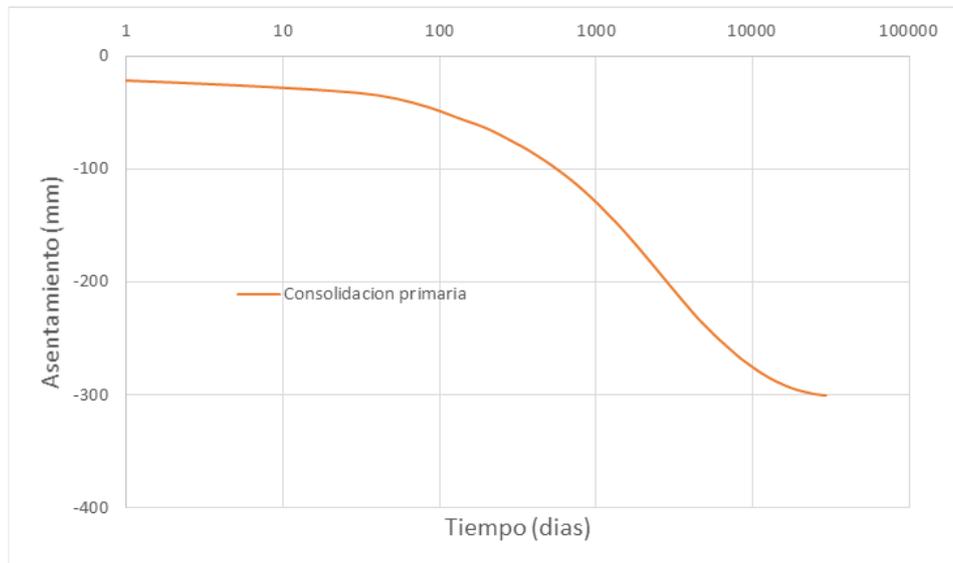


Figura 6.6: Asentamiento por consolidación primaria en el centro del terraplén.

A la Figura 6.6 se le agregan los valores por asentamiento inmediato de 32.4 mm y de asentamiento por consolidación secundaria (aproximadamente de 80 mm) ocurrida en distintos tiempos para cada arcilla. Con ello se obtiene la Figura 6.7 de asentamiento total aproximada, ya que los asentamientos por consolidación secundaria pueden tardar muchos más años en aparecer y, además, resulta difícil su predicción (Olson, 1986). Por tal motivo, dichos asentamientos se añadieron en las últimas etapas de consolidación primaria en cada capa de arcilla.

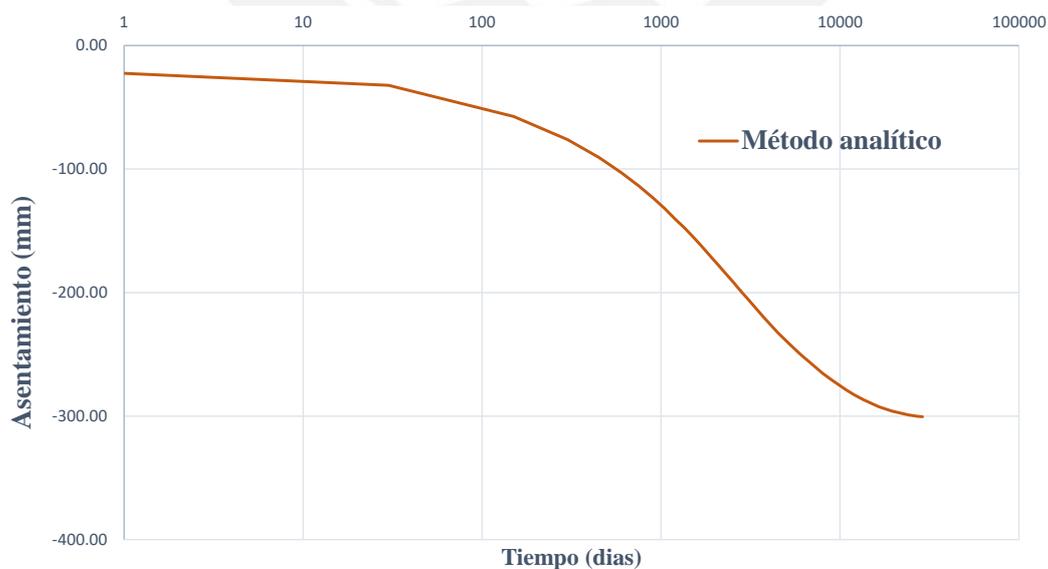


Figura 6.7: Asentamiento total mediante el método analítico

## **6.2. Método Numérico**

Con el propósito de obtener los asentamientos producidos por el terraplén con mayor precisión o lo más cercanos a la realidad, se describe un modelo numérico que permita simular el comportamiento del suelo a través del MEF. Además, el suelo al tener un comportamiento elastoplástico no lineal hace que la búsqueda de respuestas sea compleja, por lo que es necesario utilizar programas informáticos. Así mismo, la identificación de un modelo constitutivo adecuado para el tipo de suelo a tratar es fundamental para obtener resultados reales. Por ello, se utiliza el modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC) para simular el comportamiento en las arcillas blandas, ya que es el más adecuado y favorable para realizar la calibración. Este modelo se concibió inicialmente, para simular el comportamiento de las arcillas normalmente consolidadas a ligeramente consolidadas bajo condiciones de ensayos de compresión triaxial (Bernal, 2019), por lo que resulta adecuado su uso en el caso de estudio. Finalmente, el análisis numérico es capaz de describir mejor el comportamiento no lineal y la dependencia de la trayectoria de esfuerzos antes de la falla. De esta forma se puede describir el comportamiento de la deformación antes de la falla con una precisión alta a diferencia de otros modelos.

### **6.2.1. Detalles del análisis numérico**

En el siguiente análisis numérico por medio del MEF, el problema se resuelve como un problema bidimensional de consolidación en estado plano de deformación con la condición simétrica aplicada en el eje central del terraplén. El dominio del suelo sin contar el terraplén es de 30 m verticalmente por 94 m horizontalmente, como se muestra en la Figura 6.8. El ancho del área del análisis numérico es suficientemente largo para poder captar todo el rango de influencia en los resultados.

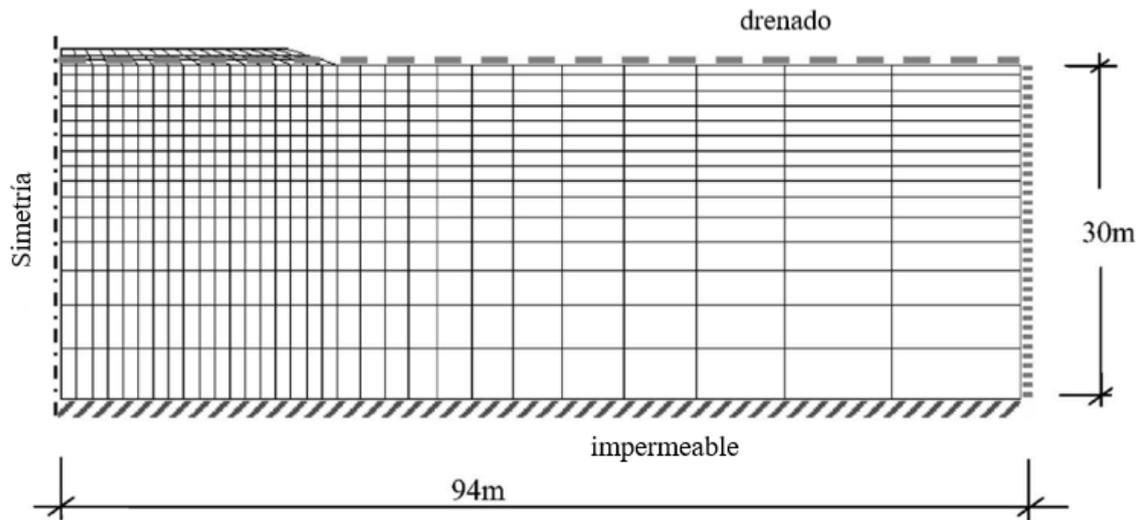


Figura 6.8: Geometría y malla del modelo en elementos finitos.

Con ello se realiza la geometría del caso de estudio en el cual se considera los 3 estratos de arcillas y las 3 capas de terraplén construidas secuencialmente. Estas 3 capas de terraplén se levantarán hasta alcanzar una altura de 1.60 m en 69 días. Esto se realiza para modelar la secuencia de construcción real del terraplén.

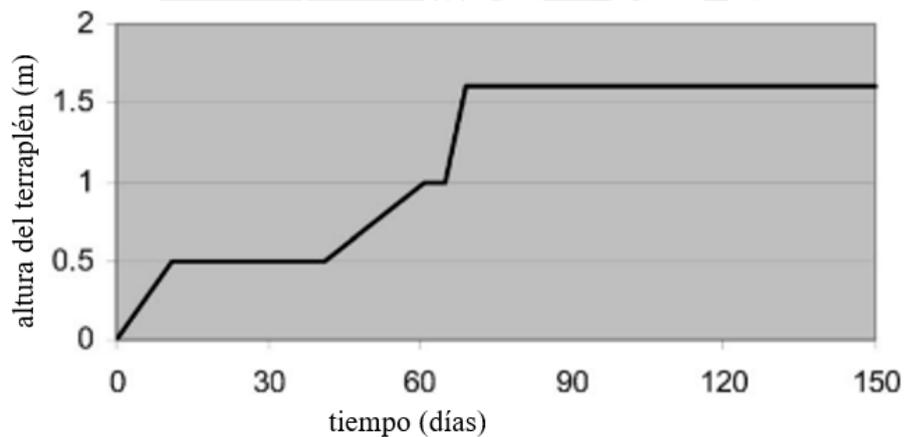


Figura 6.9 : Secuencia de construcción del terraplén de Teven Road (Huang et al., 2006).

De esta forma se construye la geometría del terraplén de Teven Road con los estratos de arcilla hasta una profundidad de 30 m con la condición simétrica, por ello solo se modela la mitad del terraplén como se muestra en la Figura 6.10.



Figura 6.10: Terraplén de Teven Road modelado en Abaqus.

### 6.2.2. Estimación de parámetros para análisis de elementos finitos

Como se mencionó anteriormente, el análisis numérico será determinado con la ayuda del modelo CAM Clay Modificado (MCC), con el cual se simula el comportamiento de las arcillas encontradas debajo del terraplén. Se puede encontrar con mayor detalle la implementación de este modelo en el MEF en muchos autores, como por ejemplo Wood (1990), Gens y Potts (1988), entre otros.

Para obtener los parámetros del MCC primero se debe realizar pruebas triaxiales para obtener el estado crítico, con ello la condición de fluencia está regida por la ecuación (3.7) de función de fluencia. Esta elipse representada en un plano  $p' - q$ , entrega valores del esfuerzo efectivo medio  $p'$  y el esfuerzo desviador  $q$ .

Luego, se realiza el ensayo de consolidación para obtener los parámetros de  $\kappa$  y  $\lambda$ . Además, se utiliza los parámetros elásticos como el módulo de Poisson  $\mu$  y el módulo de corte  $G'$ , y el parámetro de esfuerzo de corte  $M$  el cual está relacionado con el ángulo de fricción crítica  $\phi$  por la ecuación (3.3).

La Tabla 6.8 muestra los valores de los parámetros y propiedades del perfil de suelo del terraplén de Teven Road. Estos valores son los mejor estimados y son los que se utilizan en el análisis numérico.

Tabla 6.8: Parámetros geotécnicos del modelo del Terraplén.

Capa de suelo	Prof (m)	e0	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR
1	0-1.0	0.8	18.94	8
	1.0-2.5			5.3
2	2.5-3.5	2.29	15.08	2.4
	3.5-8.5			1.6
3	8.5-11.5-	0.65	19.8	-
	11.5-15			1.06
4	15.0-20.0	1.69	15.99	1.03
	20.0-30.0			1

Tabla 6.9: Parámetros del Modelo Cam Clay Modificado.

Capa de suelo	Prof (m)	MCC Parámetros					
		$\kappa$	$\mu$	$\lambda$	$e_{cs}$	M	$\kappa v$ (m/s)
1	0-1.0	0.011	0.3	0.078	0.98	1.33	7.00E-08
	1.0-2.5						
2	2.5-3.5	0.02	0.33	0.587	3.94	1.07	1.65E-09
	3.5-8.5						
3	8.5-11.5	0.004	0.28	0	$\phi=30$	c= 5 kPa	1.00E-06
	11.5-15						
4	15.0-20.0	0.009	0.3	0.134	2.18	1.11	6.95E-10
	20.0-30.0						

En arcillas normalmente consolidadas el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_c$  es igual al esfuerzo de confinamiento  $\sigma'_3$  que se obtiene mediante el ensayo triaxial. En estos casos, el valor de la superficie de fluencia inicial  $p'_0$ , el cual es un parámetro a colocar en el Abaqus, tiene el mismo valor que el esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, en el programa se utiliza el  $p'_0/2$  para este caso que se trata de arcillas normalmente consolidadas y ligeramente consolidadas.

Finalmente, con los valores de la tabla y la geometría presentada en la figura 6.7 y 6.9, se procede a simular en Abaqus. Se otorgan dichas propiedades del material a las distintas capas de suelo y al terraplén se considera las propiedades presentadas en la Tabla 6.10. En módulo del Abaqus se asignan los comportamientos de cada tipo de suelo y es aquí donde se asigna el MCC para los estratos de arcilla.

Tabla 6.10: Propiedades del terraplén

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\mu$	$\varphi^\circ$	c (kPa)
18	5000	0.3	28	10

### 6.2.3. Aplicación de las capas

En Abaqus existe el módulo *Step* el cual permite crear pasos de análisis y especificar dichos controles. Este modelo define una secuencia de uno o más pasos de análisis, lo cual es conveniente para la investigación. De esta forma, se puede capturar cambios en las condiciones de carga y sobre todo las condiciones de contorno entre las partes que interactúan entre sí.

Con lo mencionado anteriormente, se utiliza este módulo para especificar y crear las 3 capas de terraplén con su respectivo tiempo de construcción para cada una y finalmente, el proceso de consolidación el cual es el último paso. Primero, se crea el paso geostático el cual es importante para satisfacer el equilibrio en las capas de arcillas, ya que permite que la condición de esfuerzos iniciales en cualquier elemento dentro de la capa de arcilla se encuentre en la superficie de fluencia.

El módulo *Interaction* es el que permite activar o desactivar los elementos para simular la remoción en el modelo, ya sea temporal o durante el resto del análisis. Con este módulo se crea la interacción que permite que empiece la construcción de las capas de terraplén en cada *Step* creado anteriormente. Así, la primera capa de terraplén se crea dentro del *Step 1* con su tiempo correspondiente, para posteriormente, pasado el tiempo, se construya la siguiente capa. Cuando se agrega una capa de terraplén, se sitúa en la capa deformada que se agregó anteriormente, con ello se supone que la nueva capa está libre de esfuerzos en el momento de la construcción (Helwany, 2007). La siguiente figura muestra a detalle el proceso de la interacción en el cual se coloca las 3 capas del terraplén y se deja consolidar.

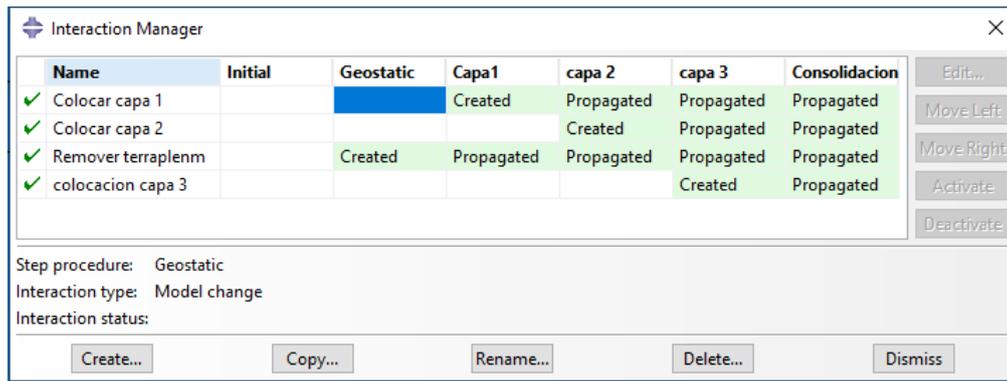


Figura 6.11: Modulo interacción Abaqus.

#### 6.2.4. Condiciones de contorno

Después de aplicar las capas se procede a colocar las condiciones de contorno al modelo. Primero, en el lado izquierdo (eje de simetría) los desplazamientos y los flujos de agua son cero. Luego, en la base o límite inferior del último estrato de arcilla se le atribuye las condiciones de impermeabilidad y desplazamiento cero. Mientras que, en el límite derecho, se restringe el desplazamiento horizontal, pero se permite que el agua de los poros fluya a través del límite. Finalmente, en la superficie del suelo se permite el drenaje libre y desplazamiento sin restricciones. Cabe resaltar que durante la construcción de la capa de terraplén se crea la condición de contorno hidráulico entre la arcilla y la primera capa de terraplén. Además, se aplica una condición de contorno permeable en la parte superior y en la cara inclinada de la primera capa del terraplén, esto con el fin de permitir que el exceso de presión de poros drene durante su periodo de construcción. Lo mismo se realiza con cada capa que se coloca encima.

En cuanto a las fuerzas colocadas, para las capas de terraplén se utiliza el peso propio el cual se coloca gradualmente con la opción *Body Force* en Abaqus. Con esta opción se coloca como *input* el peso específico del terraplén y se realiza para las 3 capas de terraplén.

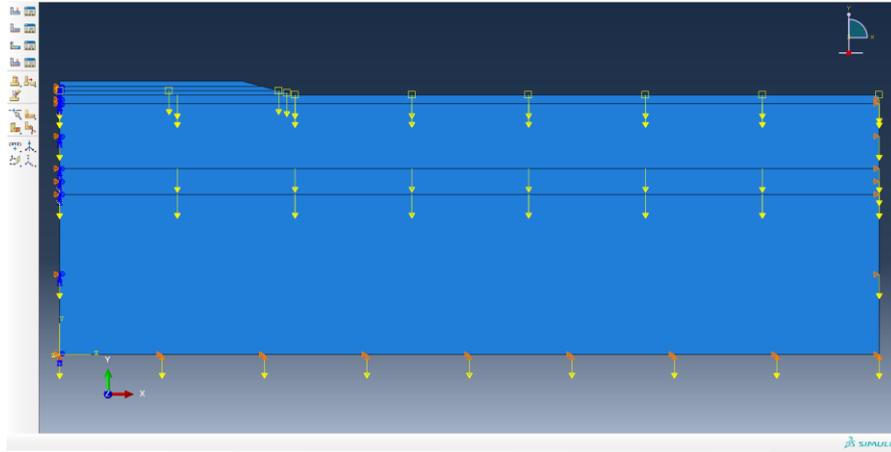


Figura 6.12: Condiciones de contorno aplicados al caso de estudio.

### 6.2.5. Generación de la malla

Finalmente se asigna la malla completa a todo el terraplén y los estratos de suelo. Previamente se utiliza la opción *Seed Edges* en Abaqus, el cual son marcadores que se coloca a lo largo de los bordes de una región para especificar la densidad de malla de destino en esa región. Esto se utiliza para aumentar la malla en el terraplén para que este mas discretizado (es decir, mayor número de elementos). Además, se utilizó para aumentar el mallado en el suelo que se encuentra directamente debajo del terraplén. Con todo ello mencionado, se asigna la malla. La Figura 6.13 muestra la distribución del mallado en los estratos del suelo y el terraplén. La discretización del modelo consta de 554 nodos y 503 elementos continuos rectangulares de estado plano de deformación con 4 nodos (desplazamiento y presión de poros como variables primarias, en el Abaqus se denomina CPE4P).

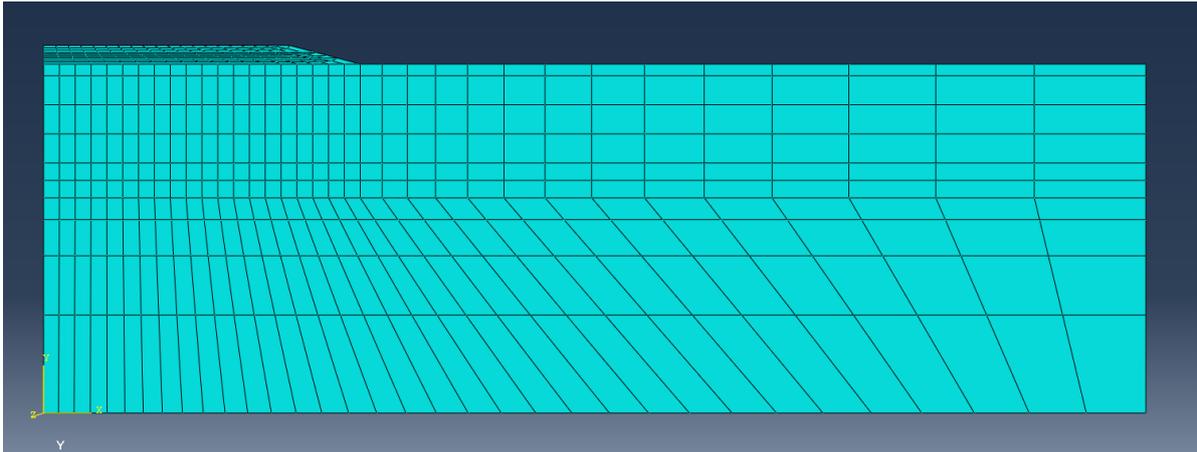


Figura 6.13: Discretización del modelo en Abaqus.

### 6.2.6. Resultados del modelo numérico

El asentamiento del terraplén se calculó en el centro y en su base, es decir en el límite izquierdo del terraplén en el modelado numérico, ya que existe simetría. Así mismo, se mide la presión de poros en un punto específico del estrato de arcilla, los cuales muestran el proceso de desarrollo y disipación de la presión de poros a lo largo del tiempo. Los resultados obtenidos en este análisis numérico toman en cuenta los valores de la tabla 11, 12 y 13. Estos valores son los ajustados, ya que se aproximan a lo datos medidos en campo.

Al ejecutar el programa se observa los esfuerzos iniciales en el suelo tal como se muestra la Figura 6.14. Se observa que aún no se coloca la primera capa de terraplén. Luego de colocarse la primera capa del terraplén, existe un incremento de esfuerzos el cual se puede observar en la Figura 6.15, este incremento de esfuerzos va tomando forma cuando las demás capas se van aplicando en el periodo de tiempo indicado anteriormente.

Las Figura 6.16 y Figura 6.17 muestran el incremento de esfuerzos efectivos en el suelo debido a la aplicación secuencial de las capas de terraplén de Teven Road simulado en el programa Abaqus.

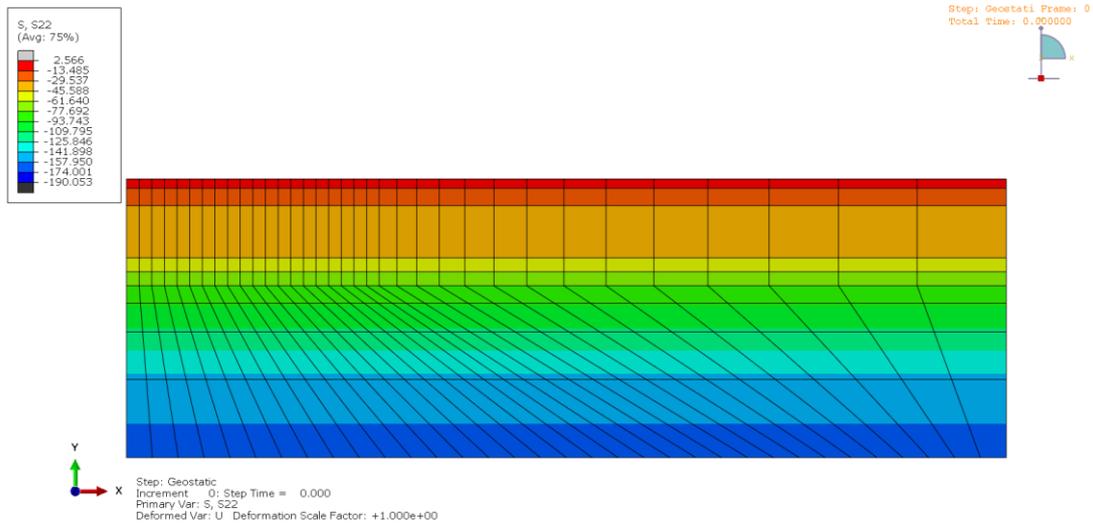


Figura 6.14: Esfuerzos verticales ( kPa) antes de la construcción del terraplen .

La Figura 6.15 muestra la distribución de esfuerzos en el suelo debido a las cargas que se somete por la construcción de la primera capa de terraplen en los 35 días que demora en levantar los 0.5 m de relleno.

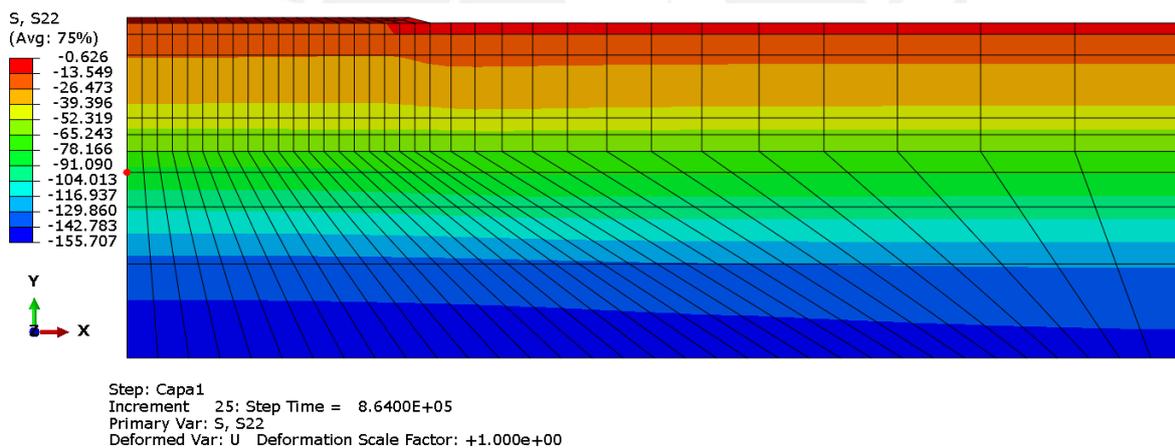


Figura 6.15: Esfuerzos verticales efectivos después de la construcción de la primera capa.

Por otro lado, la Figura 6.16 muestra el final de la colocación de la segunda capa de terraplen de 0.5 m y los esfuerzos desarrollados debido a ella. La duración en este caso es de 25 días para esta construcción.

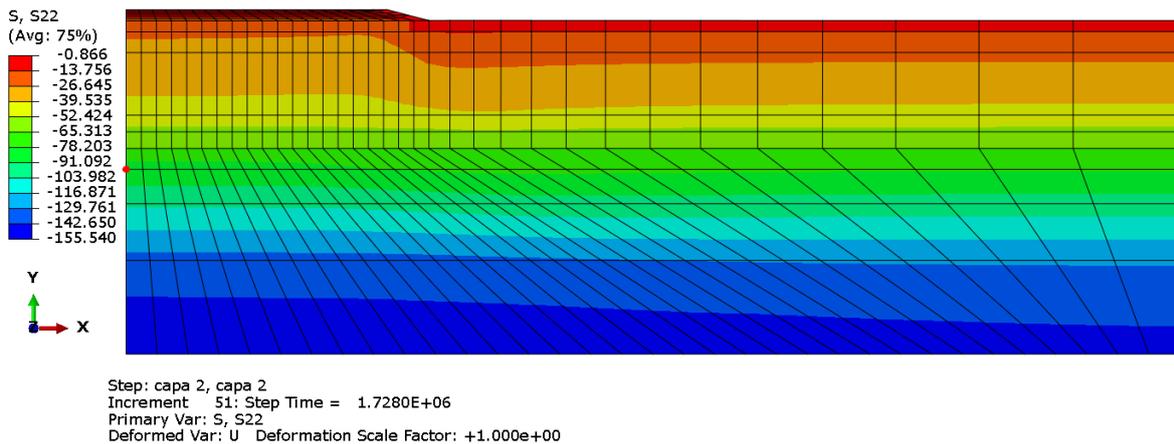


Figura 6.16: Esfuerzos verticales efectivos despues construcción de la segunda capa de terraplén (25 días despues).

Finalmente, la tercera y última capa de terraplén de 60 cm de alto es colocada en un periodo de 9 días. Con lo cual el terraplén alcanza una altura de 1.6 m (Figura 6.17). Después de ello, el proceso que continúa es el de consolidación, el cual ocasiona los asentamientos.

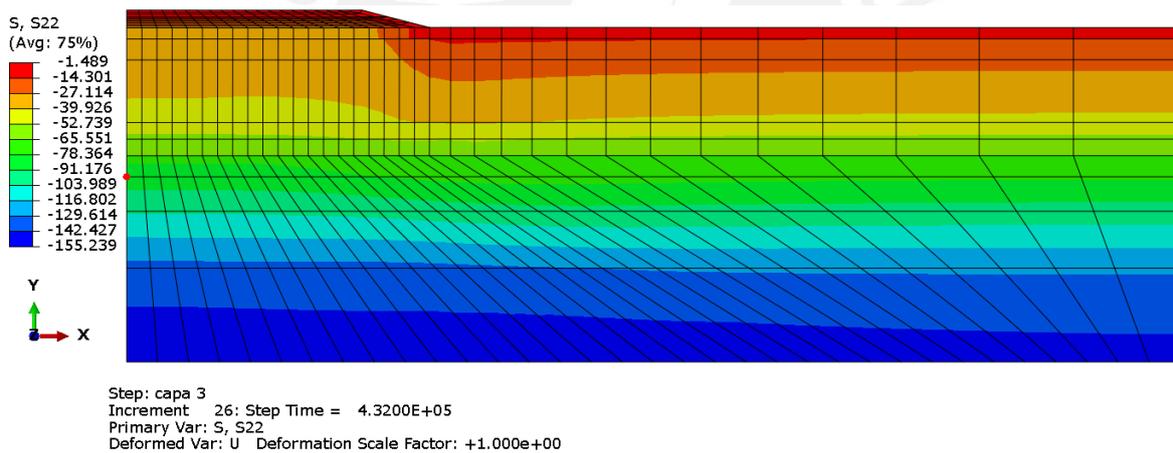


Figura 6.17: Esfuerzos verticales efectivos al final construcción (69 días y terraplén de 1.6 m de altura).

El asentamiento se determinó en 80 años. Finalizado el proceso de consolidación, se procede a registrar los datos de asentamientos producidos en el centro del terraplén. Según el método analítico, el tiempo de consolidación para una tasa del 95% de la segunda capa de arcilla es de aproximadamente 14 años, mientras que para la tercera y última capa es de 80 años. Esto sirve de referencia para colocarlo en el Abaqus y así poder compararlo con el método analítico. Finalmente, se obtiene un valor de asentamiento en el centro del terraplén de 447 mm.

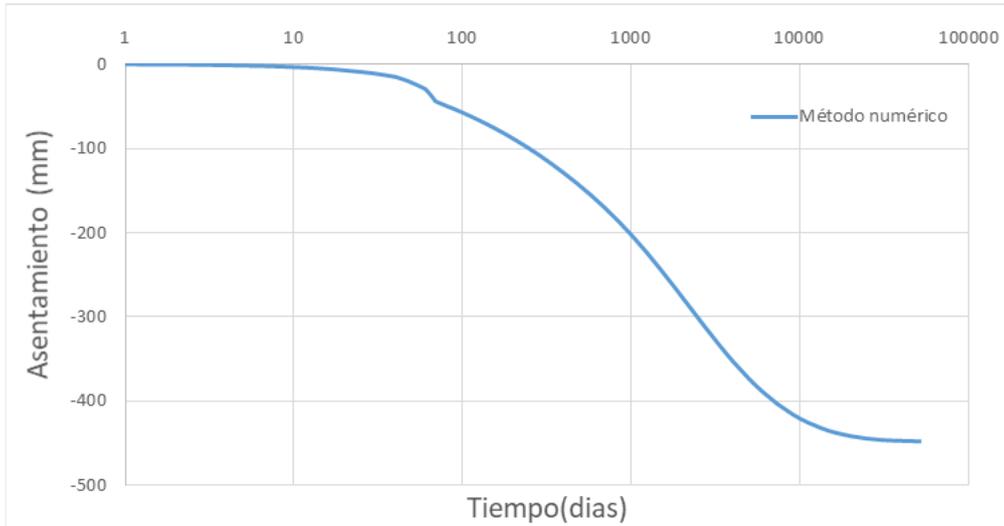


Figura 6.18: Asentamiento en la base del terraplén realizado por MEF.

Por otro lado, el exceso de presión de poros que se muestra en la Figura 6.19 se tomó a partir del resultado del nodo más cercano a 6 m de profundidad. Se observa que las presiones de poro alcanzan el valor máximo al final de la construcción del terraplén, después de ello disminuyen de manera constante hasta acercarse a sus valores de inicio.

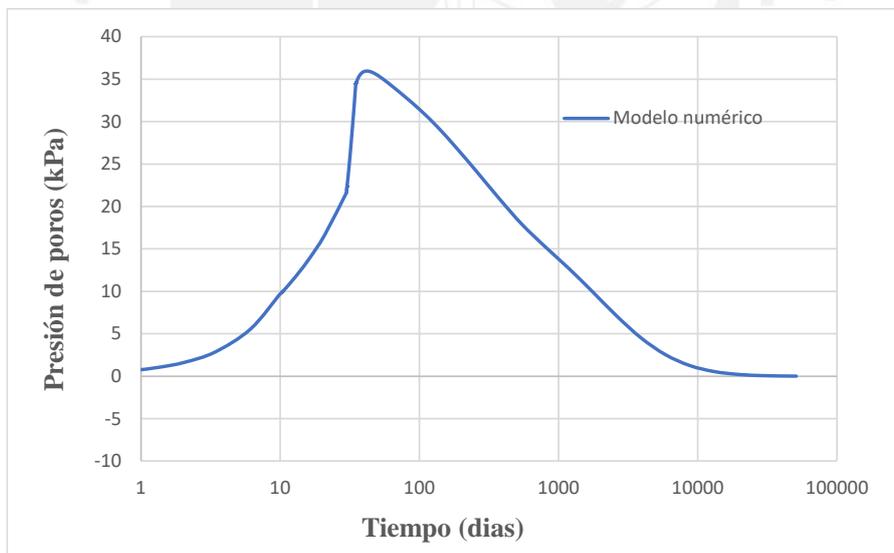


Figura 6.19: Presión de poros en el tiempo (80 años).

La Figura 6.20 muestra el final de la colocación de la tercera capa de terraplén y con ello el incremento máximo de presión de poros que ocurre debido a la aplicación secuencial de las cargas. Se observa, además, las 2 zonas de color rojo-naranja donde se presentan los máximos valores de presión de poros y se deben a los 2 principales estratos de arcillas que existen debajo

del terraplén.

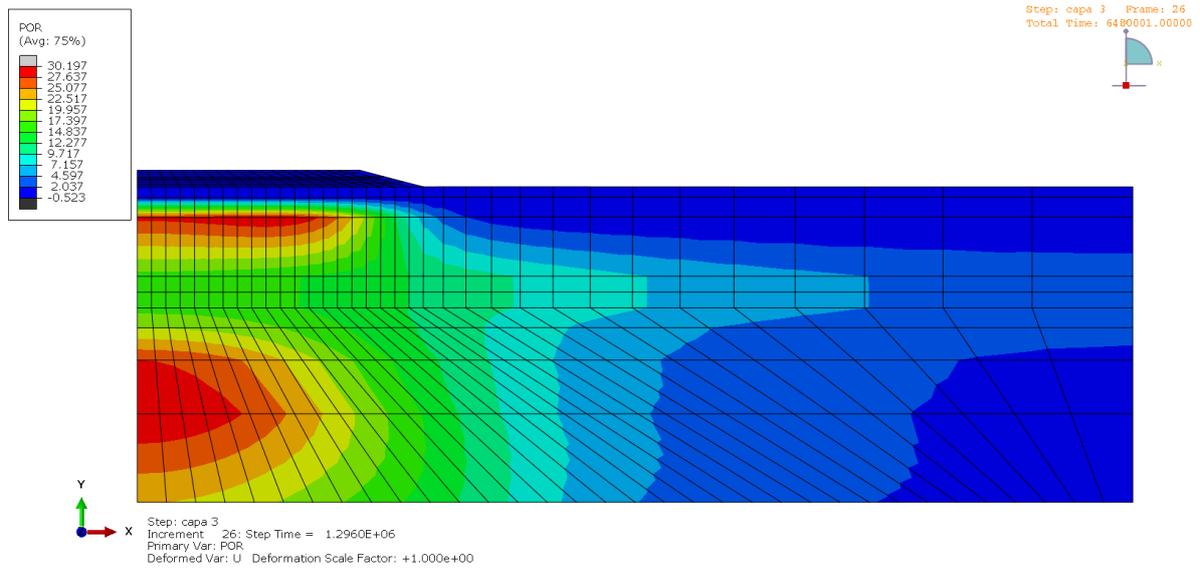
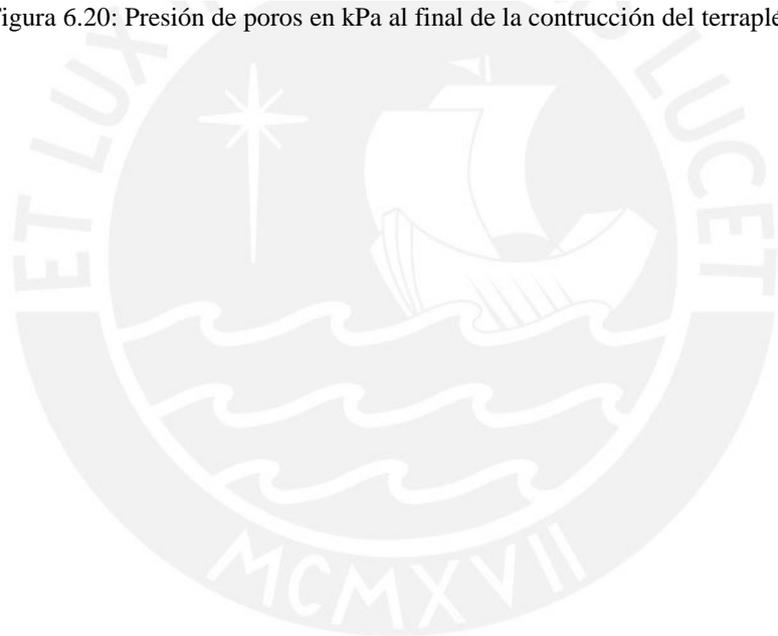


Figura 6.20: Presión de poros en kPa al final de la construcción del terraplén.



## 7. Discusión de los resultados

### 7.1. Comparación de los métodos de análisis

El método analítico utilizado en la presente tesis arroja como resultado un asentamiento total de 412 mm en el centro del terraplén a nivel de superficie del terreno. Este resultado final incluye el asentamiento inmediato, por consolidación primaria y, por último, por consolidación secundaria. En este método se desprecia la contribución del asentamiento de la capa de arena densa, ya que tiene una rigidez mucho mayor que las arcillas.

Por otro lado, el método numérico utilizado para modelar la secuencia de construcción real del terraplén arroja un asentamiento en el centro del terraplén de 446 mm. Este asentamiento se desarrolla gradualmente a medida que el exceso de presión de poros se disipa. Además, es importante señalar que la arena y el terraplén se modelaron con propiedades elásticas (módulo de elasticidad y Poisson). En el caso de la arena, los datos obtenidos en campo no fueron los adecuados para determinar su permeabilidad, la cual es de suma importancia, ya que este material sirve de drenaje entre las 2 principales capas de arcilla. Por tal motivo, se utiliza como permeabilidad el valor de  $k=1 \cdot 10^{-6}$  m/s recomendado por Huang et al. (2006) según su estudio paramétrico realizado al terraplén de Teven Road. En Figura 7.1 se presenta la comparación de resultados del asentamiento en el tiempo por la solución analítica, el método de los elementos finitos y los datos de la instrumentación en campo, por Huang et al. (2006), durante 1300 días.

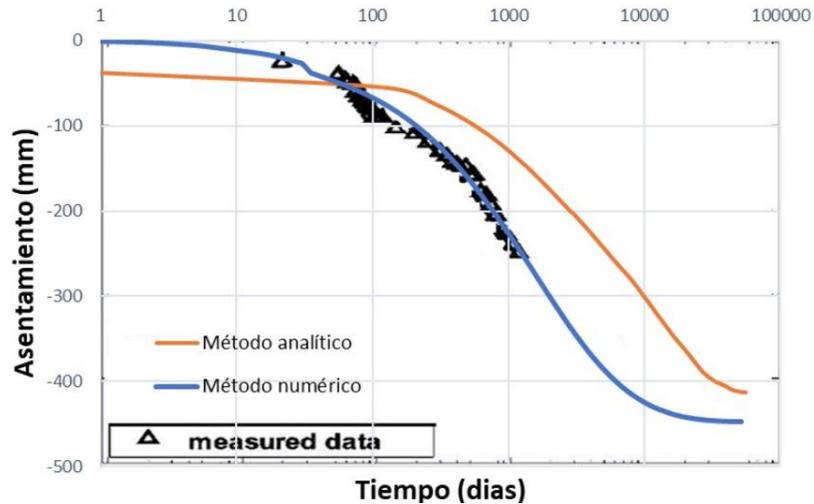


Figura 7.1: Resultados del asentamiento en el tiempo por varios metodos.

Se puede observar que el método numérico se asemeja bastante a los datos medidos por la instrumentación, sobre todo en la parte donde las 2 capas de arcilla comienzan a asentarse. La capa de arcilla de 7.5 m de espesor se puede considerar ligeramente sobreconsolidada, mientras que la arcilla de 18.5 m de espesor está normalmente consolidada. Por esta razón el modelo constitutivo adopta muy bien el comportamiento y principalmente los asentamientos de estas capas de arcilla.

Por otro lado, el terraplén tiene un ancho mayor a los 50 m, por ello los esfuerzos producidos en la última capa de arcilla son significantes. Por ejemplo, en el método analítico esta arcilla contribuye al asentamiento total con 147 mm, mientras que, por el método numérico en el modelado de elementos finitos, la compresión de esta capa es de 120 mm.

En la Figura 7.2 se presenta la presión de poros en el tiempo que ocurre a una profundidad de 6 m (en la segunda capa de arcilla). Los resultados muestran que existe una discrepancia entre los datos medidos en campo y los obtenidos mediante la simulación numérica. Además, debido a que la instrumentación (piezómetros) no se aplicó correctamente, los datos de la presión intersticial no tienen la misma calidad que los datos de asentamiento. Es por ello que se muestran algunas inconsistencias como, por ejemplo, valores negativos. Sin embargo, se presenta la misma tendencia en la disipación del exceso de presión de poros. Esto se debe,

principalmente, a que el MCC tiende a sobreestimar los excesos de presión de poros, Adachi et al. (1985) mostró que el modelo constitutivo arroja valores muy por encima de los reales respecto a los resultados de presión de poros en arcillas normalmente consolidadas bajo condiciones triaxiales sin drenaje. Esto a su vez influye en una sobreestimación del exceso de presión de poros en capas de suelo sobreconsolidadas según Huang et al. (2006). Sin embargo, un estudio realizado por Leroueil et al. (1978) (referenciado por Huang et al., 2006) a las presiones de poros en construcciones de terraplén bajo un suelo arcilloso determinó que los datos del exceso de presión de poros medidos en campo son de alguna manera sistemáticamente más bajas que lo esperado.

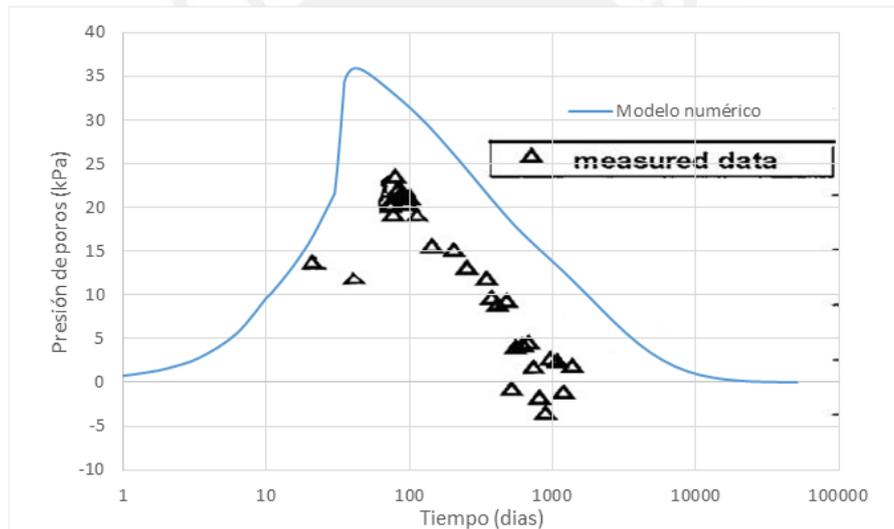


Figura 7.2: Presión de poros (en kPa) en el tiempo a 6m del modelo.

## 7.2. Recomendaciones

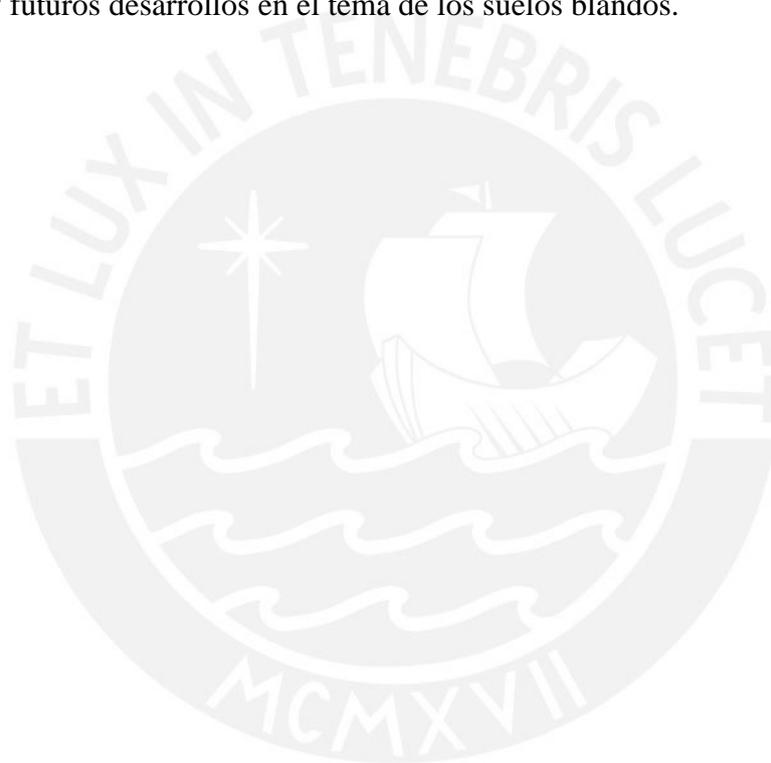
La solución analítica con el que se obtiene los resultados de asentamiento por consolidación inmediata, primaria y secundaria pueden utilizarse para proporcionar un acercamiento sobre el comportamiento del suelo y el asentamiento del terraplén. En general, el asentamiento por consolidación primaria utilizando la formulación y las hipótesis de Terzaghi otorgan una estimación aproximada del asentamiento principalmente en las primeras etapas. Sin embargo, como se señala en el subcapítulo anterior, no debe ser determinante en los resultados, ya que asume muchas simplificaciones respecto al comportamiento del suelo.

Es importante analizar los resultados de las pruebas de laboratorio, ya que de estas depende la confiabilidad de los resultados numéricos. Muchos de los parámetros introducidos al modelo numérico son aquellos que se obtienen directamente de pruebas de laboratorio y ensayos in situ. Sin embargo, pueden existir diferencias entre las condiciones del laboratorio donde se realizan la prueba de suelos y el estado real in situ de los suelos debajo del terraplén, por lo que los parámetros pueden tener una desviación en los valores reales. Por ello, es recomendable que, para terrenos con suelo blando, los ensayos in situ sean los más usados por su aporte al comportamiento real del terreno.

Por otro lado, como alternativas de investigaciones a futuro se recomienda utilizar otros modelos constitutivos para obtener una comparación con los resultados respecto al MCC o al modelo elástico simple usado en la arena. Por ejemplo, para el caso de las arenas se puede utilizar el modelo *Hardening-Soil* (del Plaxis) el cual incluye diferentes parámetros de rigidez para diferentes direcciones de carga, lo cual mejora el cálculo de la rigidez y en consecuencia se obtiene resultados más realistas. Además de ello, se puede utilizar el modelo elastoplástico *Modified Drucker-Prager (Cap Model* en Abaqus), el cual simula muy bien el comportamiento de los suelos granulares.

En cuanto a las arcillas, se puede utilizar el modelo *Soft-Soil* (del Plaxis) el cual tiene un buen desempeño en el asentamiento primario, ya que la descarga es modelada como comportamiento elástico. Este modelo distingue entre el comportamiento de carga primaria y descarga o recarga por debajo de la presión previa a la consolidación. Adicionalmente, se puede utilizar el modelo *Soft-Soil Creep* (del Plaxis) el cual tiene en cuenta la fluencia volumétrica (compresión dependiente del tiempo). Este modelo es de mucha utilidad en aplicaciones donde el comportamiento que depende del tiempo es importante como, por ejemplo, vertederos, terraplenes, diques, etc. De esta manera, se pueden utilizar diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento de los suelos cuyas características o propiedades son complejas.

Finalmente, en esta investigación no se toma en cuenta los diversos métodos de mejora de suelo que existen en la geotecnia, como por ejemplo los que aceleran el proceso de consolidación: Columnas de grava, drenes, sustitución dinámica, etc; y los que aportan rigidez al terreno lo cual permite disminuir los asientos: geosintéticos, vibro flotación, *jet grouting*, *deep soil mixing*, entre otros. Se pueden utilizar estas mejoras con la misma metodología usada en este caso de estudio para así determinar el asentamiento del suelo, la disipación del exceso de presión de poros y su comportamiento en el tiempo, y de esta forma ampliar los conocimientos y futuros desarrollos en el tema de los suelos blandos.



## 8. Conclusiones

Comparando los métodos utilizados para determinar, principalmente, el asentamiento debajo del terraplén de Teven Road construido de forma secuencial bajo suelos blandos con los datos medidos de la instrumentación a dicho terraplén, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- El método analítico otorga valores de asentamiento relativamente cercanos a los reales siempre y cuando se tomen los parámetros y propiedades de los suelos correctamente para reducir el margen de error. Este método es una herramienta muy fácil de emplear y permite familiarizarse con el comportamiento del terraplén. Sin embargo, al ser un caso de un terraplén construido secuencialmente este método no toma en cuenta dicho proceso debido a la complejidad de dicha construcción. Además de ello, al ser un método unidimensional se encuentra limitado, ya que solo responde a los asentamientos verticales ocurridos por la aplicación de una carga y no a los desplazamientos horizontales producidos por una consolidación bidimensional. Por ello, en comparación con un método numérico demuestra que este método analítico no simula en su totalidad el comportamiento real de un terraplén construido secuencialmente bajo suelos blandos. Como se mencionó anteriormente, sirve principalmente para dar una noción y familiarizarse con los resultados del asentamiento producido.

- En general, el modelo constitutivo Cam Clay Modificado ha demostrado ser muy efectivo en la obtención de los asentamientos, ya que los predijo con mucha precisión como se observó. Este modelo es utilizado principalmente en la ingeniería geotécnica para determinar los asentamientos cuando se tiene un suelo compuesto por arcillas blandas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas. Por otro lado, respecto a las presiones de poro, este modelo tiende a sobreestimarlos sistemáticamente y de lo cual otros autores reportaron al respecto.

## 9. Bibliografía

- Al-Tabbaa, A., and Wood, D. M. (1987). *Some measurements of the permeability of kaolin*. Geotechnique, 37(4), 499–503.
- Bernal, A. (2019). *Modelamiento numérico del comportamiento de suelos blandos en bogota, aplicado a la excavación del metro*. [Tesis de doctorado. Universidad Pedagógica Y Tecnológica De Colombia]
- Biot, M. A. (1941). **General theory of three-dimensional consolidation**. J. Appl. Phys., 12, 155–164.
- Bishop, D. (2004). *A proposed geological model and geotechnical properties of a NSW estuarine valley: A case study*. Proc., 9th ANZ conference on geomechanics, G.
- Camacho, J. and Reyes, O. (2005). *Aplicación del modelo cam-clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá*. Revista Ingeniería de Construcción, 20, 159-160.
- Castro, D. A. (2017). *Terraplén de prueba sobre suelos blandos. Estudio del campo de desplazamientos*. [Trabajo de fin de Grado. Universidad de Sevilla].
- Chandler, R. J., Leroueil, S., and Trenter, N. A. (1990). *Measurements of the permeability of London clay using a self-boring permeameter*. Geotechnique, 40(1), 113–124.
- Christian, J. T., and Carrier, W. D. (1978). **Janbu, Bjerrum, and Kerenski's Chart Reinterpreted**. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, 124–128.
- Das, B. M. (1990). **Fundamentos de ingeniería de cimentaciones** (7ma edición). PWS-KENT, Boston. <https://lalibriariadelingeniero.blogspot.com/>.
- Das, B. M. (2013). **Fundamentos de ingeniería geotécnica** (4th Edition). Cengage Learning. <http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>.
- Drury, L. W. (1982). **Richmond River Valley Groundwater Investigation**. Sydney, Water Resources Commission.
- Gens, A., and Potts, D. M. (1988). **Critical state models in computational geomechanics**.

- Eng. Comput., 5(3), 178–197.
- Helwany, S. (2007). **Applied soil mechanics: with ABAQUS applications**. John Wiley & Sons.
- Huang, W., Fityus, S., Daniel, B., Smith, D., & Sheng, D. (2006). **Finite-Element Parametric Study of the Consolidation Behavior of a Trial Embankment on Soft Clay**. **International Journal of Geomechanics**, Vol. 6. <https://doi.org/10.1061/ASCE1532-364120066:5328>.
- Janbu N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). **Veiledning vedløsning av fundamentering—soppgaver**. Publication No. 18, Norwegian Geotechnical Institute, 30–32
- Lambe, T. W., & Whitman, R. v. (2004). **Mecanica de suelos** (Limusa S.A.).
- Leroueil, S., Tavenas, F., Trak, B., La Rochelle, P., and Roy, M. (1978). **Construction pore pressures in clay foundation under embankment. Part I: The Saint-Alban test fill. Part II: Generalized behavior**. *Can. Geotech. J.*, 15(1), 54–82.
- Lo, K. Y., Bozozuk, M., and Law, K. T. (1976). **Settlement analysis of the Gloucester test fill**. *Can. Geotech. J.*, 13(4), 339–354.
- Lobet Rodríguez, I. I., Yiliset, I., & García, F. (2015). **Terraplenes sobre suelos blandos. Métodos de consolidación del terreno**.
- Lopez, M., & Quevedo, R. (2022). **Modeling of settlement and bearing capacity of shallow foundations in overconsolidated clays**. *Journal of GeoEngineering*, 17, 001–010. [https://doi.org/10.6310/jog.202203\\_17\(1\).1](https://doi.org/10.6310/jog.202203_17(1).1)
- Marchetti, S., Monaco, P., Calabrese, M., & Totani, G. (2004). **DMT-predicted vs measured settlements under a full-scale instrumented embankment at Treporti (Venice, Italy)**.
- Mesri, G., and Godlewski, P. M. (1977). **Time- and stress-compressibility interrelationship**. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 103(5), 417–430.
- Muir Wood, D. (1990). **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Nueva York,

- EE.UU.: Cambridge University Press.
- Olson, R. E. (1986). **State of the art: Consolidation testing**. Consolidation of soils: Testing and evaluation, special technical publication no. 892, R. N. Young and F. C. Townsend, eds., ASTM, Philadelphia, 7–68.
- Poulos, H. G., and Davis, E. H. (1974). **Elastic solutions for soil and rock mechanics**, Wiley, New York.
- Robert Carr & Associates. (2000). **Report on site investigation and instrumentation for the Cumbalum and Teven Road trial embankments**. Rep. No. 336T, Robert Carr & Associates, Pty. Ltd., Newcastle, U.K.
- Rodriguez, J. (2018). *Modelización numérica de un terraplén experimental en Mogro*. [Trabajo para optar el título de Máster. Universidad de Cantabria]
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968) **On the generalized stress-strain behaviour of ‘wet’ clay**. in: J. Heyman, F. Leckie (Eds.), Engineering plasticity, Cambridge University Press, Cambridge, 535-609.
- Shahin, A., Asad, E., & Amirali, M. (2011). *A Realistic Theory of Soils Consolidation*. **Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering**, 3828-3837. doi:10.1061 / 41165 (397) 391.
- Terzaghi, K.V. 1925. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage**. Deuticke, Vienna.
- Terzaghi, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**, Wiley, New York
- Tewatia, S. K. (2012). **Trend of settlement in primary and secondary consolidations**. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 1-10.
- Wood, D. M. (1990). *Soil behavior and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press, London.
- Zamora Beyk, J. P. (2014). *Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes*.

[Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú]

<http://hdl.handle.net/20.500.12404/5596>.



## Anexo A: Tiempos y asentamientos en años, meses y días según el grado de consolidación para los tres estratos.

años	T(días)	T meses	T1	U1	$\Delta z1$ (MM)	T2	U2	$\Delta z2$	T3	U3	$\Delta z3$	$\Delta total$
0.0	0.03	0.001	0.0	99	-11.88	0.000	0.29	-0.42	0.000	0.15	-0.23	-12.52
0.1	30	1	15.5	100	-12	0.007	9.21	-13.17	0.002	4.86	-7.14	-32.31
0.4	150	5	77.4	100	-12	0.033	20.60	-29.46	0.009	10.86	-15.97	-57.43
0.8	300	10	154.7	100	-12	0.067	29.13	-41.66	0.019	15.36	-22.58	-76.24
1.2	450	15	232.1	100	-12	0.100	35.68	-51.03	0.028	18.81	-27.65	-90.68
1.6	600	20	309.4	100	-12	0.133	41.20	-58.92	0.037	21.72	-31.93	-102.85
2.1	750	25	386.8	100	-12	0.167	46.07	-65.87	0.046	24.29	-35.70	-113.57
2.5	900	30	464.1	100	-12	0.200	50.46	-72.16	0.056	26.60	-39.11	-123.27
2.9	1050	35	541.5	100	-12	0.233	54.51	-77.94	0.065	28.74	-42.24	-132.18
3.3	1200	40	618.8	100	-12	0.267	58.27	-83.33	0.074	30.72	-45.16	-140.48
3.7	1350	45	696.2	100	-12	0.300	61.33	-87.70	0.083	32.58	-47.90	-147.60
4.1	1500	50	773.5	100	-12	0.333	64.39	-92.07	0.093	34.35	-50.49	-154.56
4.5	1650	55	850.9	100	-12	0.367	67.20	-96.09	0.102	36.02	-52.95	-161.05
4.9	1800	60	928.3	100	-12	0.400	69.79	-99.80	0.111	37.62	-55.31	-167.10
5.3	1950	65	1005.6	100	-12	0.433	72.17	-103.21	0.120	39.16	-57.57	-172.77
5.8	2100	70	1083.0	100	-12	0.467	74.37	-106.35	0.130	40.64	-59.74	-178.09
6.2	2250	75	1160.3	100	-12	0.500	76.40	-109.25	0.139	42.06	-61.83	-183.08
6.6	2400	80	1237.7	100	-12	0.533	78.26	-111.91	0.148	43.44	-63.86	-187.77
7.0	2550	85	1315.0	100	-12	0.567	79.98	-114.37	0.157	44.78	-65.83	-192.19
7.4	2700	90	1392.4	100	-12	0.600	81.56	-116.63	0.167	46.08	-67.74	-196.36
7.8	2850	95	1469.7	100	-12	0.633	83.01	-118.71	0.176	47.34	-69.59	-200.30
8.2	3000	100	1547.1	100	-12	0.667	84.36	-120.63	0.185	48.57	-71.40	-204.03
10.3	3750	125	1933.9	100	-12	0.833	89.63	-128.17	0.232	54.31	-79.83	-220.00
12.3	4500	150	2320.6	100	-12	1.000	93.13	-133.17	0.278	59.49	-87.45	-232.62
14.4	5250	175	2707.4	100	-12	1.167	95.45	-136.49	0.324	63.58	-93.46	-241.95
16.4	6000	200	3094.2	100	-12	1.333	96.98	-138.68	0.371	67.51	-99.25	-249.93
21.9	8010	267	4130.7	100	-12	1.780	99.00	-141.57	0.495	76.09	-111.85	-265.41
24.7	9000	300	4641.3	100	-12	2.000	99.42	-142.17	0.556	79.44	-116.77	-270.94
29.6	10800	360	5569.5	100	-12	2.400	99.78	-142.69	0.667	84.37	-124.03	-278.71
32.9	12000	400	6188.3	100	-12	2.667	99.89	-142.84	0.741	86.98	-127.87	-282.70
37.0	13500	450	6961.9	100	-12	3.000	99.95	-142.93	0.834	89.64	-131.78	-286.71
45.2	16500	550	8509.0	100	-12	3.667	99.99	-142.99	1.019	93.44	-137.36	-292.35
53.4	19500	650	10056.0	100	-12	4.333	100.00	-143.00	1.204	95.85	-140.90	-295.90
65.8	24000	800	12376.7	100	-12	5.333	100.00	-143.00	1.482	97.91	-143.93	-298.93
74.0	27000	900	13923.8	100	-12	6.000	100.00	-143.00	1.668	98.68	-145.06	-300.06
79.0	28830	961	14867.5	100	-12	6.407	100.00	-143.00	1.781	99.00	-145.53	-300.53
80.1	29235	974.5	15076.3	100	-12	6.497	100.00	-143.00	1.806	99.06	-145.62	-300.62