



CAPÍTULO 1. Introducción

La tesina trata de evaluar la estabilidad de escombreras de agregados de sal teniendo en cuenta las particularidades reológicas de este material. Cabe destacar que con el paso del tiempo los agregados de sal sufren un proceso de cementación que depende de las condiciones de humedad, confinamiento y de la propia granulometría de la sal.

Se deberá caracterizar el comportamiento mecánico de los agregados de granos de sal y para ello se utilizará un modelo numérico desarrollado en el departamento de ingeniería del terreno de la escuela, cuyos parámetros se ajustarán a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras extraídas a diferentes profundidades en una escombrera.

Posteriormente el modelo se aplicará al estudio de las condiciones de estabilidad de las laderas de las escombreras de sal.



Figura 1. Vista aérea de la balsa de lodos



CAPÍTULO 2. Antecedentes

2.1 Introducción y situación

La ampliación de la escombrera del Cogulló, situada en la comarca del Bages, provincia de Barcelona y más concretamente en la localidad de Sallent, hace necesaria la evaluación de la estabilidad de la zona de la escombrera que va a colocarse por encima de la balsa de lodos actualmente existente. La figura 2.1.2 muestra la situación actual de la escombrera, mientras que la figura 2.1.3 muestra el estado final que está previsto en esta zona.

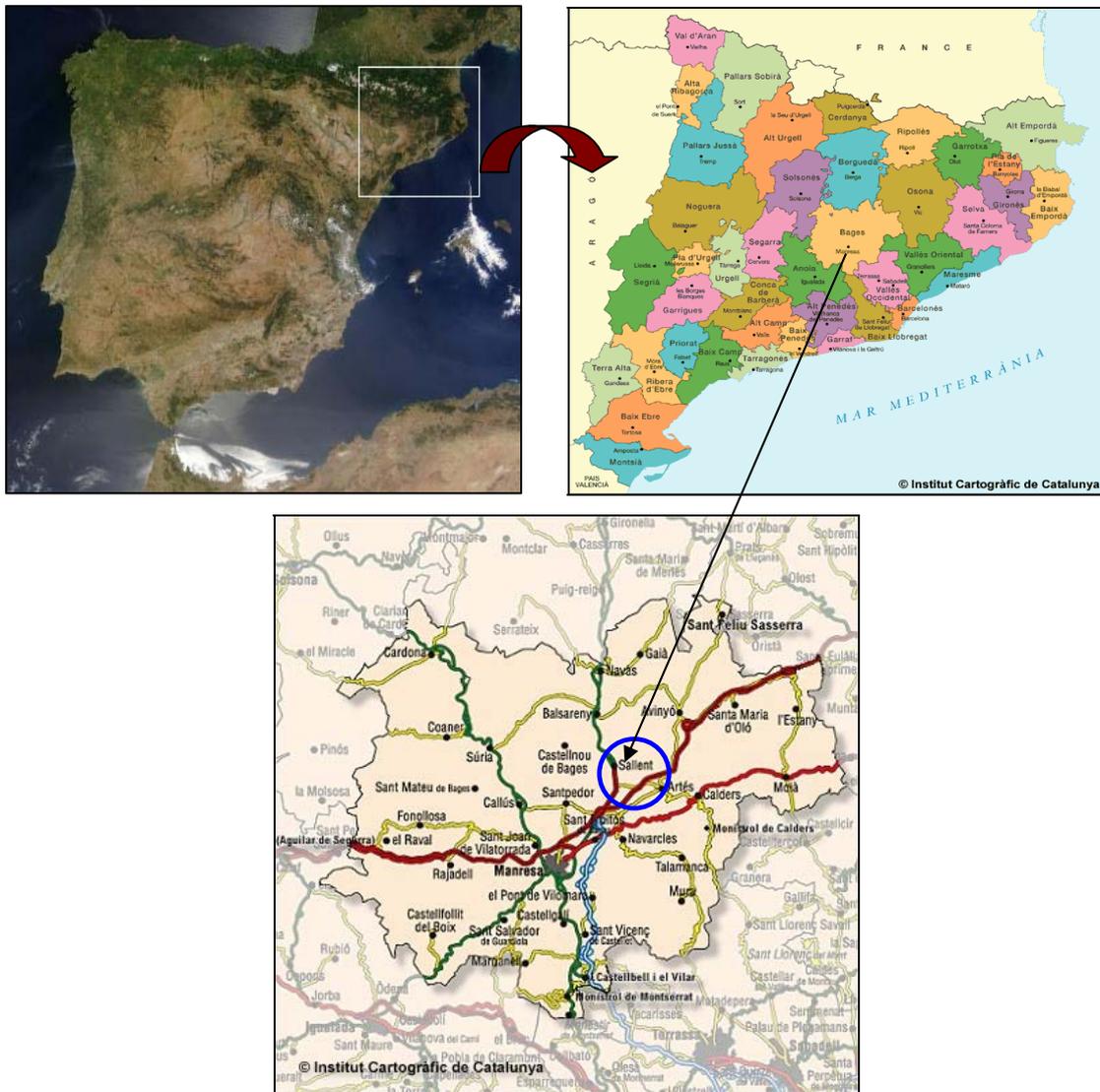


Figura 2.1.1. Mapa de España de Jacques Desclotres, MODIS Rapid Response Team, NASA/GSFC, Mapa de Comarcas de la Comunidad Autónoma de Cataluña y Mapa comarcal del Bages del Institut Cartogràfic de Catalunya.

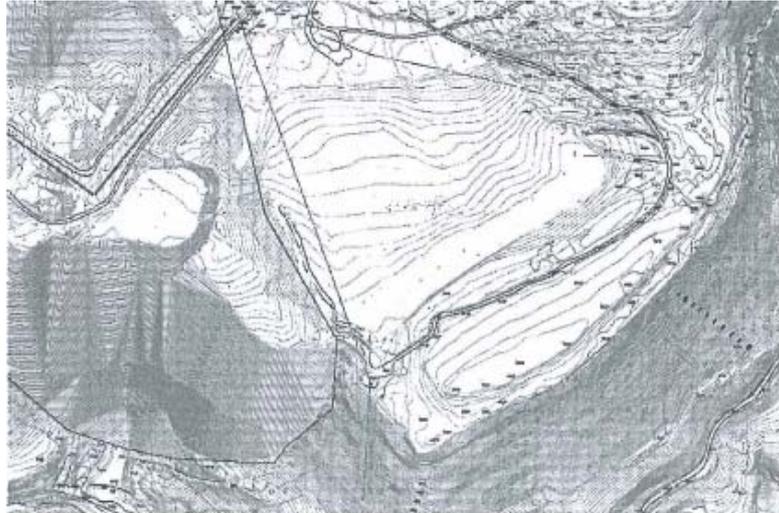


Figura 2.1.2. Estado actual de la escombrera en la zona de la balsa de lodos (Rodas, E.)

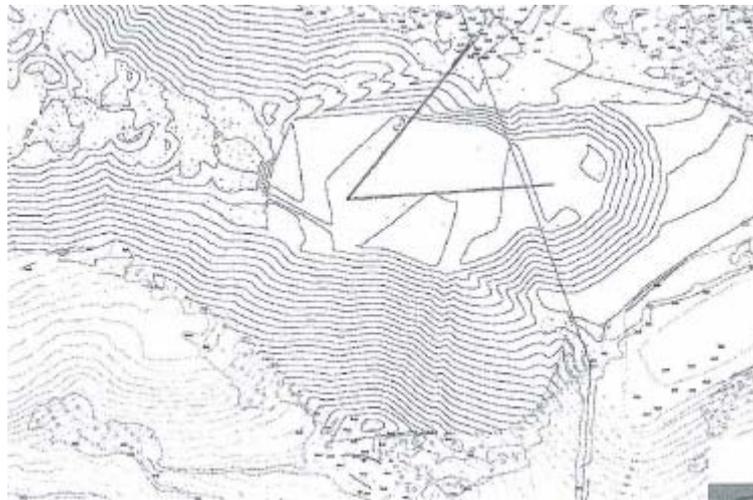


Figura 2.1.3. Estado final previsto en la zona de la balsa de lodos (Rodas, E.)

La extensión de la balsa es de unas 4 ha de las cuales una parte importante está previsto que quede ocupada por la ampliación de la escombrera.

Debido a la orografía natural de la zona, la profundidad de la balsa es muy variable, llegando a alcanzar localmente espesores del orden de casi 50 metros. Por otra parte, la altura de la escombrera a situar sobre la balsa puede ser del orden de unos 50 metros.

Para estudiar la estabilidad del conjunto balsa-escombrera son necesarios una serie de trabajos previos que se refieren al reconocimiento “in situ”, ensayos de laboratorio y a análisis numéricos. En este capítulo nos centraremos particularmente en el reconocimiento “in situ” y en los ensayos de laboratorio.



2.2 Trabajos geotécnicos de campo

En la zona de la escombrera de Cogulló durante el periodo comprendido entre finales de Febrero y finales de Abril de 2006 se realizaron por parte de Ibérica de Sondeos seis sondeos mecánicos cuya situación aproximada se muestra en la figura 2.2.1.



Figura 2.2.1. Situación de los sondeos realizados en la zona de la escombrera de Cogulló.

Los sondeos 5, 6 y 15 se realizaron sobre la escombrera de sal, el sondeo 7 se realizó en la zona central de la balsa de lodos, el sondeo 8 en la zona de la presa que ayuda a contener los lodos y el sondeo 11 en la zona del embalse de recogida de escorrentía situado al pie de la escombrera. Tras realizar la perforación, en el caso de los sondeos 5, 7 y 15 se instalaron piezómetros y en el caso de los sondeos 6 y 8 se colocó un tubo inclinómetro. En la tabla 1 se recoge la estratigrafía observada en los diferentes sondeos. Puede observarse que en el sondeo 7 el espesor de lodos es del orden de 45 metros (entre la cota 390 y la 45 aproximadamente).



Tabla 1. Estratigrafía observada en los sondeos de la zona de la escombrera de Cogulló.
(Rodas, E.)

<i>Sondeo</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Material</i>
S 5	0-105.30	Sal
	105.3-109.45	Caliza
S 6	0-97.95	Sal
	97.95-100.40	Terciario. lutita
	100.40-103.2	Terciario. caliza
S 7	0-2	Gravas de relleno
	2-45.70	Lodos
	45.70-47.2	Lodos con cantos rodados
	47.2-51	Terciario. Areniscas y lutitas con niveles calizos
S 8	0-8.4	Relleno antrópico.suelo
	8.4-14.25	Calizas, bloques rotos
	14.25-17.2	Calizas homogéneas
S 11	0-1.5	Suelo antrópico o meteorizado
	1.5-9.2	Areniscas rojas de grano fino-medio
	9.2-23.5	Calizas con alguna intercalación de arenisca
	23.5-33.7	Lutitas rojas
S 15	0-29.75	Sal

En otra campaña de sondeos a finales del año 2004 se realizaron dos sondeos en la balsa de lodos, pero más cerca de los bordes de la balsa. La situación de estos sondeos se muestra en la figura 2.2.2. En esos sondeos el espesor de la capa de lodos fue de 20 y 25 metros hasta alcanzar el terreno natural.

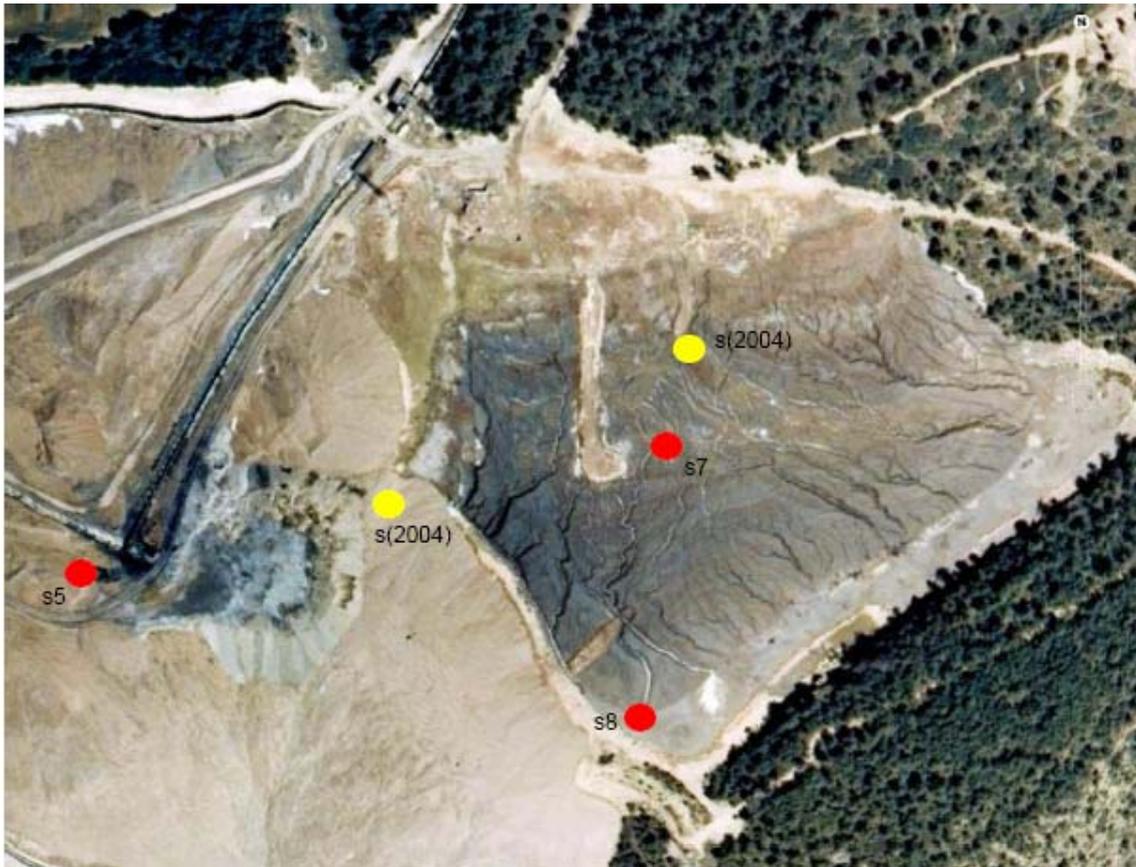


Figura 2.2.2 Situación de los sondeos en la zona de la balsa de lodos. Los puntos (2004) se refieren a los sondeos realizados a finales de 2004.

A fin de poseer datos acerca de la compacidad de lodos se realizaron ensayos SPT a lo largo del sondeo S7. Así mismo, se midieron los golpes necesarios para la hincada del tubo tomamuestras durante el proceso de la toma de muestras inalterada. Los valores del golpeo se recogen, junto a los resultados de los ensayos SPT realizados en el 2004, en el gráfico de la figura 2.2.3.

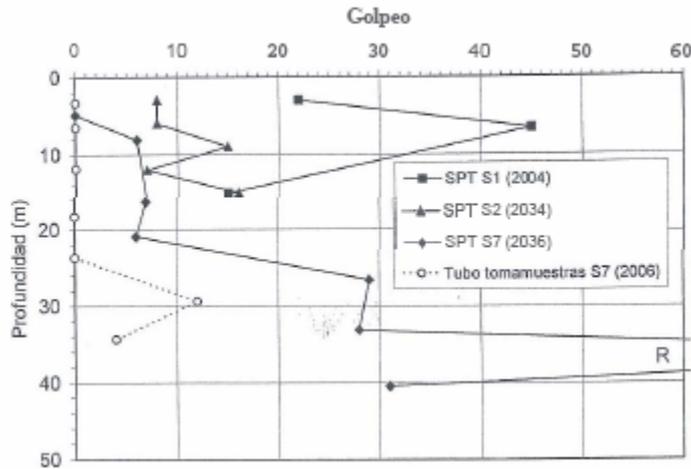


Figura 2.2.3. Resultados de los ensayos SPT y del golpeo para la toma de muestras inalteradas en la balsa de lodos. (Rodas, E.)

Según Eric Rodas en su trabajo “ Caracterización geotécnica de residuos de minas de sal” puede observarse que los valores medidos en el sondeo S 7 son bastante menores a los medidos en la campaña 2004. En particular, es de destacar que el tubo tomamuestras se hincaba en el terreno sin necesidad de ningún golpeo cuando las muestras se extraían a profundidades menores de 25 metros. La obtención de la resistencia al corte sin drenaje de materiales finos en función del golpeo en el ensayo SPT está sujeta a incertidumbres importantes, pero de forma muy aproximada puede considerarse que la resistencia al corte sin drenaje (en kPa) es del orden de 5 veces el golpeo en el SPT. De acuerdo con esta simple correlación, la resistencia al corte sin drenaje entre los 8 y los 20 metros de profundidad sería del orden de 30 a 40 kPa.



2.3 Trabajos de laboratorio

El objetivo de estos ensayos ha sido el de caracterizar la resistencia y deformabilidad de los lodos y de los agregados de sal de la escombrera y en especial, la variación de estas propiedades con la profundidad de las muestras. La campaña de ensayos de laboratorio se ha centrado en las muestras del sondeo 7 para la caracterización mecánica de la balsa de lodos y en las muestras del sondeo 5 para la caracterización del comportamiento de la escombrera de sal. En la tabla 2 se presentan los ensayos de laboratorio realizados con las muestras extraídas de estos sondeos.

Tabla 2. Muestras ensayadas y tipo de ensayo mecánico realizado en sondeo 5 (Tx :triaxial, CD:corte directo, CS: compresión simple) El número entre paréntesis indica el número de probetas ensayadas en cada ensayo. (Rodas, E.)

Sondeo 5 (agregados de sal)		
Muestra	Profundidad (m)	Tipo de ensayo
TP-1	7.9	Tx (2)
TP-2	13.5	CS
TP-3	19.9	CD (3)
TP-4	25.3	CS
TP-5	35.2	CS
TP-6	40.6	CD (2)
TP-6	40.6	CD(2) Vertical
TP-7	45.8	Cs
TP-8	51	Cs
TP-9	56.5	Tx (1)
TP-10	61.7	CS
TP-11	67.7	CD (3)
TP-12	72.3	CS
TP-13	77.3	CD (3)
TP-14	82.9	CS
TP-15	88.2	CD (3)
TP-16	93.3	CS
TP-17	99.5	Tx (1)



Tabla 2 (continuación). Muestras ensayadas y tipo de ensayo mecánico realizado en sondeo 7 (Tx :triaxial, CD:corte directo, CS: compresión simple, Ed: edómetro) El número entre paréntesis indica el número de probetas ensayadas en cada ensayo.

(Rodas, E.)

Sondeo 7 (lodos)		
Muestra	Profundidad (m)	Tipo de ensayo
MI-1	3.3	Tx-CU (2)
MI-1	3.3	CD (3)
MI-2	6.5	Ed (1)
MI-3	11.8	Tx – CU (2)
MI-4	18.3	Ed (1)
MI-5	23.6	CS
MI-5	23.6	CD (3)
MI-6	29.4	Tx – CU (2)
MI-6	29.4	Ed (1)

Una característica específica de los materiales estudiados es su composición salina, lo que hace que el agua que llena sus poros esté saturada de sales y que su esqueleto sólido sea susceptible de ser disuelto en contacto con el agua. Por otra parte las muestras de sal poseen una alta capacidad de corrosión del metal de los equipos de ensayo. Por todo ello, ha sido necesario desarrollar procedimientos de ensayos específicos y modificar algunos de los equipos de ensayo.



2.4 Caracterización básica de los materiales

2.4.1 Composición y peso específico de los materiales

Según la información facilitada por Iberpotash en la escombrera pueden considerarse dos tipos de material: los “fangos” con una importante componente de materiales insolubles (arcillas) y los “residuos” propiamente dichos cuya composición mayoritaria es de NaCl. En la escombrera de sal, los residuos representan el 98.4 % y los fangos el 1.6 % restante. Sin embargo, la composición de la balsa de lodos es análoga a la de los fangos. En la tabla 3 se muestra la composición de los lodos y de la escombrera. En base a esta composición y teniendo en cuenta el peso específico de los diferentes componentes, se ha estimado un peso específico promedio para las partículas (γ_s) de la escombrera de 2.165 g/cm³ y de 2.32 g/cm³ para las partículas sólidas de los lodos.

Por otra parte, de forma aproximada, puede considerarse que la salmuera de los poros en la escombrera tiene una concentración de 0.36 g de sal /g de agua y una densidad de 1.20 g/cm³, (0.32 g sal/cm³ salmuera).

Tabla 3. Composición de los fangos, residuos y de la escombrera.(Rodas, E.)

compuesto	Composición (% en peso)		
	fangos	residuos	Escombrera
KCl	23	2.9	3.2
NaCl	18.9	78.8	77.8
MgCl ₂	5.6	1.5	1.6
Sulfatos	12.7	3.3	3.5
Insolubles	35.1	1.7	2.2



2.4.2 Humedad, densidad aparente y grado de saturación de las muestras

Según Eric Rodas en su trabajo “Caracterización geotécnica de residuos de minas de sal”;

Para las muestras de lodos, se puede extraer que:

- Existe un aumento de la densidad y una disminución de la humedad con la profundidad.
- La porosidad varía entre valores del orden de 0.37 en la superficie a 0.30 a unos 30 metros de profundidad.

Para las muestras de la escombrera, se puede extraer que:

- Se produce un claro aumento de la densidad y una disminución de la humedad con la profundidad.
- Los valores del grado de saturación presentan una importante dispersión, aunque en todos los casos el valor obtenido es inferior a la unidad.



2.5 Ensayos mecánicos sobre lodos

2.5.1 Ensayos edométricos en lodos

El objetivo de los ensayos edométricos sobre las muestras de lodo ha sido la obtención de los parámetros que definen la deformabilidad del material en condiciones de confinamiento lateral. Asimismo, de los ensayos se pueden estimar los parámetros necesarios para predecir la velocidad de disipación de las presiones intersticiales en los lodos (coeficiente de consolidación vertical y permeabilidad).

A partir del análisis de las curvas de asentamiento-tiempo de los escalones edométricos, pueden obtenerse los valores del coeficiente de consolidación c_v del módulo edométrico E_m del coeficiente de consolidación secundaria $C\alpha$ y la permeabilidad k .

Los valores de los parámetros de la consolidación se muestran en la Figura 2.5.1.1 (módulo edométrico-tensión vertical), figura 2.5.1.2 (coeficiente de consolidación-tensión vertical), figura 2.5.1.3 (coeficiente de consolidación secundaria-carga vertical), figura 2.5.1.4 (permeabilidad-carga vertical) y figura 2.5.1.5 (permeabilidad-índice de poros).

De las figuras se desprende claramente un aumento de la rigidez y una disminución de la permeabilidad con el valor de la carga vertical aplicada (Rodas, E).

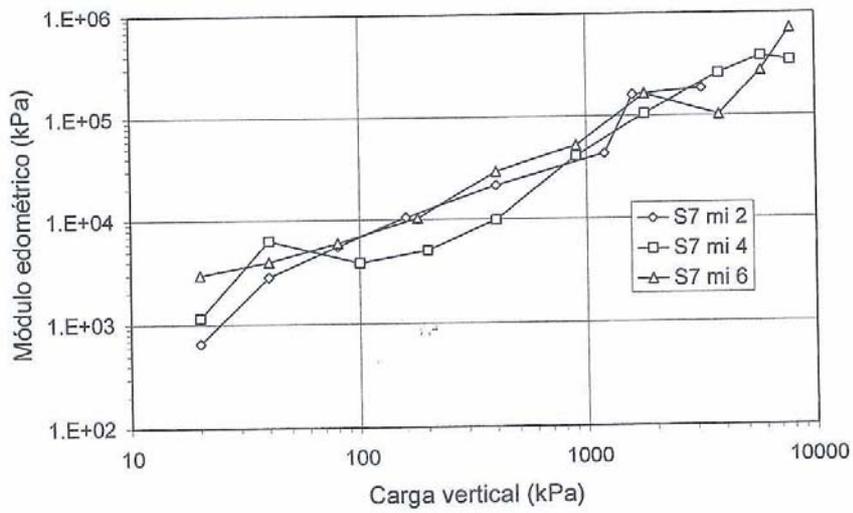


Figura 2.5.1.1. Variación del módulo edométrico con la carga vertical. (Rodas, E)

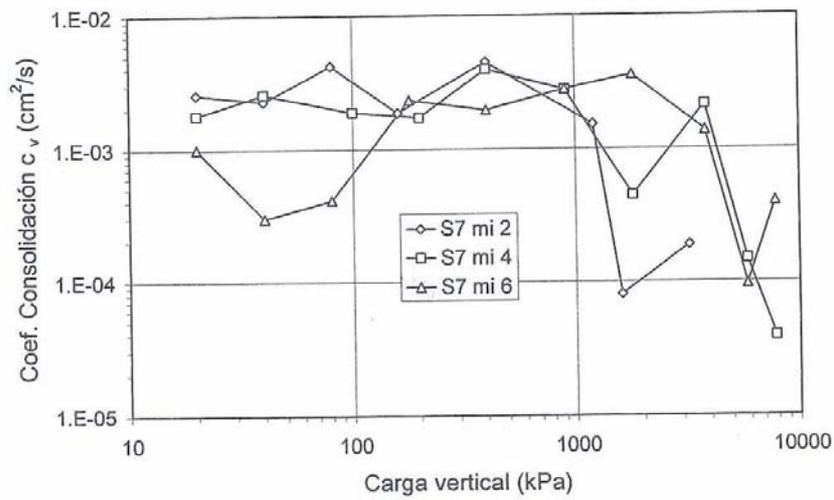


Figura 2.5.1.2. Variación del coeficiente de consolidación con la carga vertical. (Rodas, E)

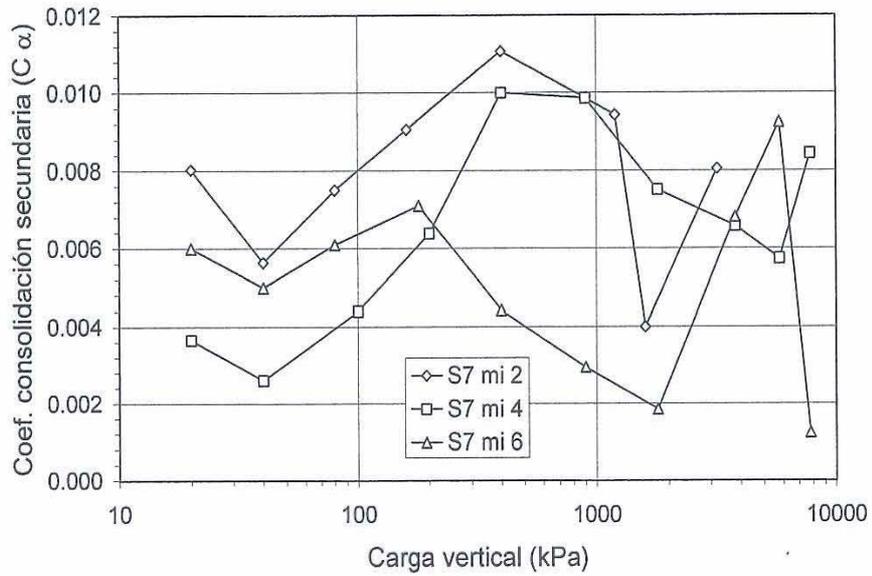


Figura 2.5.1.3. Variación del coeficiente de consolidación secundario con la carga vertical. (Rodas, E)

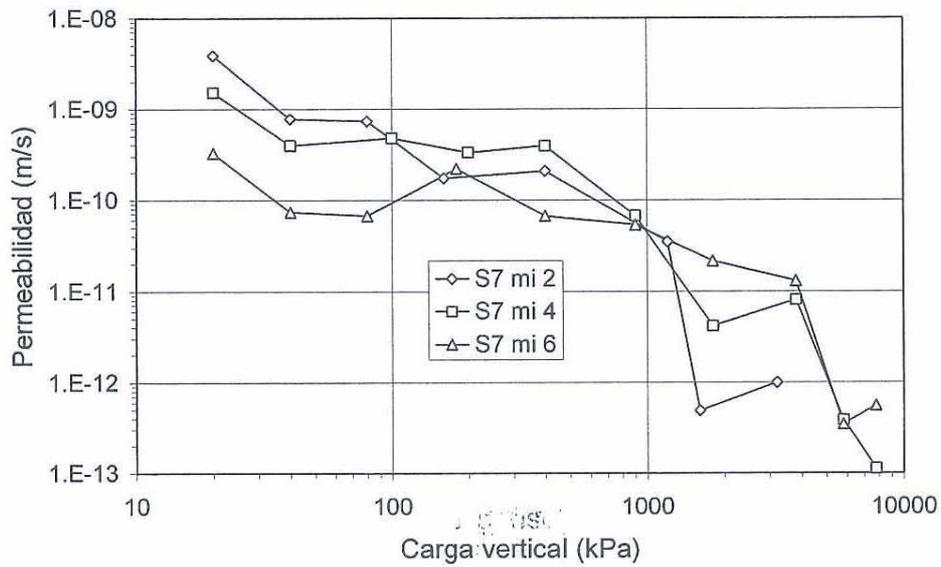


Figura 2.5.1.4. Variación de la permeabilidad con la carga vertical. (Rodas, E)

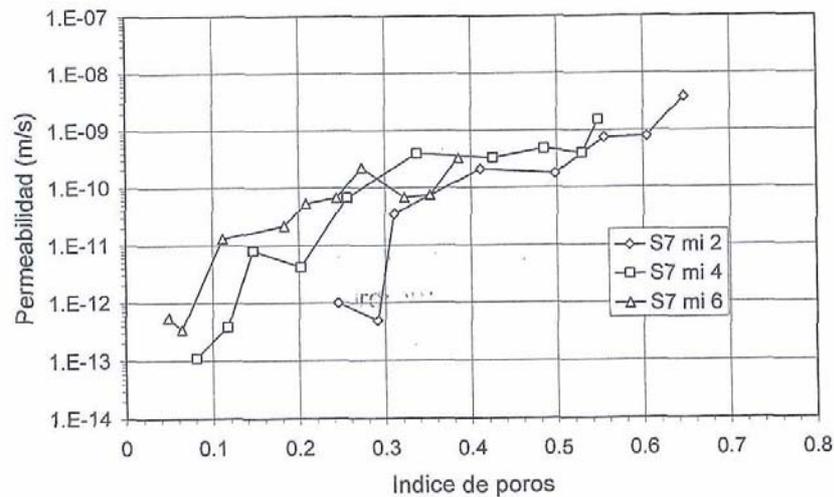


Figura 2.5.1.5. Variación de la permeabilidad con el índice de poros. (Rodas, E)

A modo de resumen, puede decirse que para tensiones efectivas verticales entre 50 y 500 kPa (que corresponden aproximadamente a profundidades entre 5 y 50 m), el coeficiente de consolidación tiene un valor del orden de $2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ y la permeabilidad un valor del orden de $2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. (Rodas, E).

2.5.2 Ensayo de corte directo en lodos

En la figura 2.5.2.1 se muestra la envolvente de rotura derivada en los ensayos de corte.

En condiciones drenadas, la envolvente de rotura queda definida por un ángulo de rozamiento interno de unos 30° . En el ensayo realizado a una velocidad suficientemente rápida como para impedir el drenaje de la muestra, se ha obtenido una resistencia ligeramente por debajo de la medida en condiciones drenadas.

Durante la fase de consolidación debida a la aplicación de las cargas verticales los valores del coeficiente de consolidación han sido del orden de $3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ para la muestra sometida a cargas entre 50 y 150 kPa y del orden de $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ para la muestra sometida a cargas entre 250 y 450 kPa. Las permeabilidades derivadas varían entre $4 \cdot 10^{-10}$ y $4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$. Estos valores son muy parecidos a los obtenidos en los ensayos edométricos. (Rodas, E).

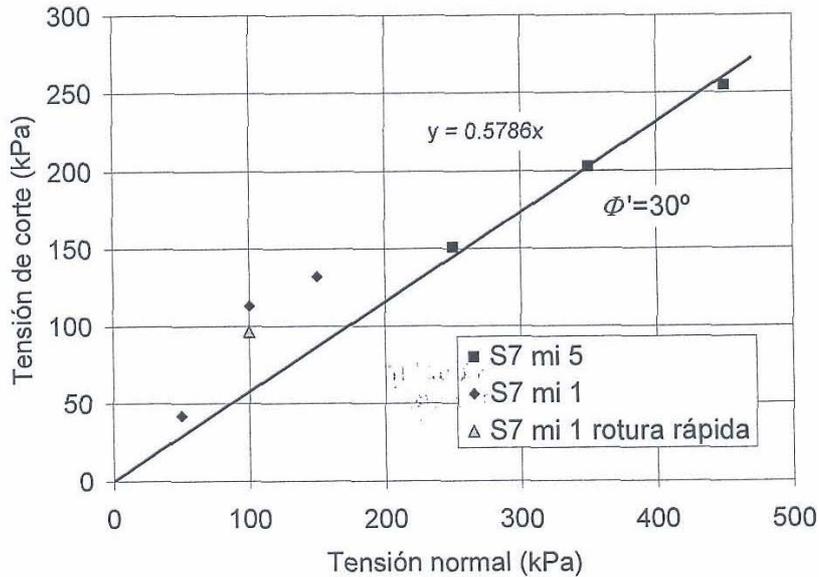


Figura 2.5.2.1. Envolvente de rotura obtenida en los ensayos de corte directo sobre muestras de lodo. (Rodas, E)

2.5.3 Ensayo de compresión simple en lodos

La muestra ensayada ha sido la extraída a una profundidad de 13.35-13.75 m. La resistencia obtenida ha sido de 24 kPa y el módulo elástico inicial ha sido de sólo 360 kPa. El valor de la resistencia obtenido es comparable a los indicados por TECSOL en su informe de Enero de 2005 (84 kPa y 13 kPa para muestras extraídas a las profundidades de 6.3 m y 4.5 m respectivamente). Los resultados del ensayo se recogen en la Figura 2.5.3.1. En esa figura, y considerando sólo las dos muestras de menor resistencia, puede desprenderse un valor de C_u/σ'_v del orden de 0.18. (Rodas, E).

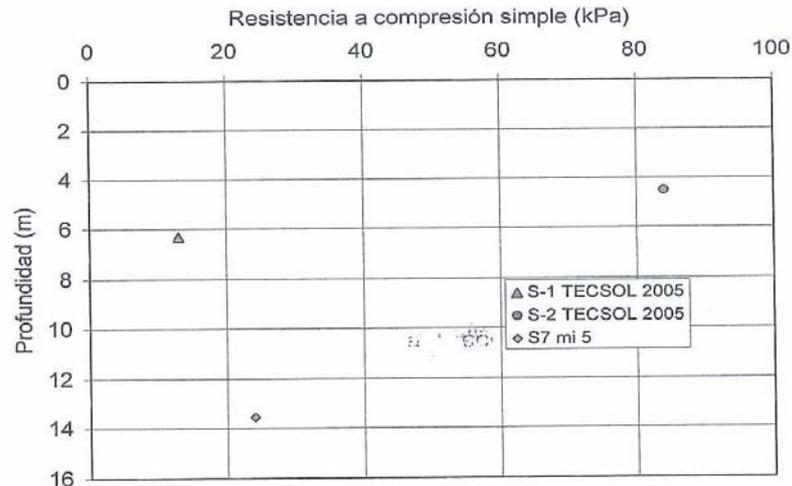


Figura 2.5.3.1. Valores de la resistencia a compresión simple de muestras de lodo (Rodas, E)

2.5.4 Ensayos triaxiales en lodos

Según Rodas,E. en su trabajo “Caracterización geotécnica de residuos de minas de sal”; Se han realizado seis ensayos triaxiales con consolidación isótropa y rotura en condiciones no drenadas sobre tres muestras (2 probetas por muestra) extraídas a profundidades de 3.0-3.6 m, 11.55-12.15 m y 29.1-29.7m.

En uno de los ensayos, antes de la fase de consolidación se midió su permeabilidad siguiendo el procedimiento de la carga constante. La permeabilidad obtenida resultó ser de $1.2 \cdot 10^{-9}$ m/s, este valor está en el rango alto de los valores de permeabilidad obtenidos en los ensayos edométricos.

Durante la fase de consolidación se midieron unos valores de $\Delta\varepsilon / \Delta \ln p'$ que variaron entre 0.033 y 0.053 (ver Figura 2.5.4.1).

Las curvas tensión-deformación medidas durante la fase de compresión sin drenaje se muestran en la Figura 2.5.4.2. Puede comprobarse como las muestras ensayadas con menor presión de confinamiento inicial (p'_0) son las que alcanzan su resistencia con menor deformación. En la Figura 2.5.4.3 se muestra la variación del módulo elástico a pequeñas deformaciones con el valor de la presión de confinamiento efectiva. A grandes deformaciones, el valor de q/p' medido en todos los ensayos está en el rango de 1.5 a



1.8, pudiéndose tomar como valor representativo de la resistencia (q/p') un valor del orden de 1.5.

Durante la fase de corte se ha observado un rápido incremento de la presión de poros que hace que el confinamiento efectivo disminuya en la primera fase del ensayo.

Posteriormente, cuando la muestra se acerca a la envolvente de rotura se ha observado que la presión de poros deja de crecer y la trayectoria en términos de tensiones efectivas va moviéndose por la envolvente de rotura a medida que aumenta la deformación.

Durante esta fase en la mayoría de las muestras, debido a este efecto, se ha observado un cierto aumento de la resistencia aunque ya las deformaciones sean muy grandes. En la Figura 2.5.4.4 se muestra la evolución de la presión de poros durante la fase de corte sin drenaje en un ensayo típico. Las trayectorias en tensiones efectivas en todos los ensayos realizados se muestran en la Figura 2.5.4.5. De estas trayectorias puede derivarse una envolvente de rotura definida por un valor de $M=1.5$ que corresponde a un ángulo de rozamiento interno de 36° . Este ángulo de rozamiento es claramente mayor que los 30° obtenidos en los ensayos de corte directo.

En la Figura 2.5.4.6 se muestran los valores de la tensión desviadora en rotura y en el momento de máxima presión de poros en función de la profundidad de la muestra y en la Figura 2.5.4.7 se muestra la dependencia de la resistencia al corte sin drenaje del valor de la presión de consolidación inicial. Los valores obtenidos pueden considerarse altos teniendo en cuenta que las probetas estaban normalmente consolidadas en el inicio de su etapa de rotura.

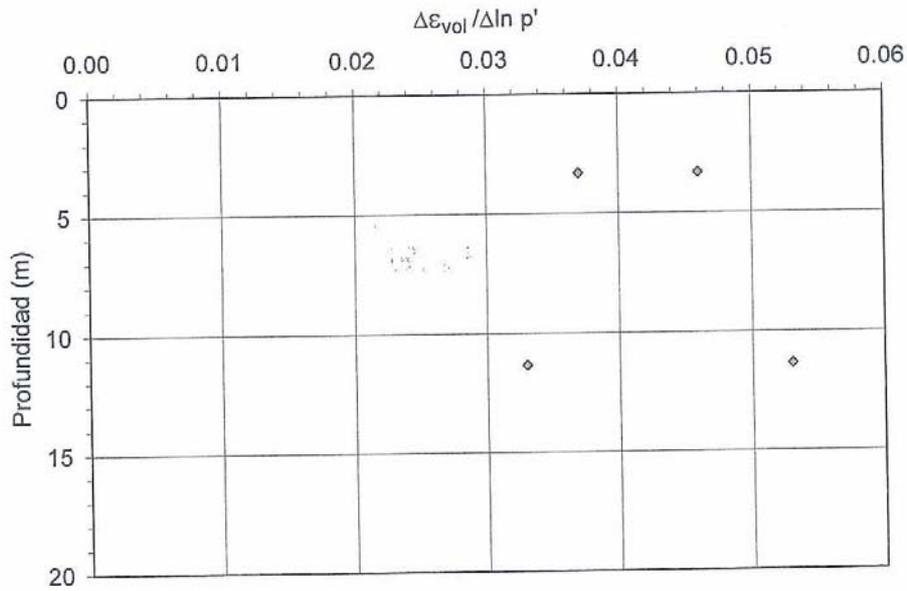


Figura 2.5.4.1. Deformabilidad volumétrica de los lodos durante la fase de consolidación isótropa (Rodas, E)

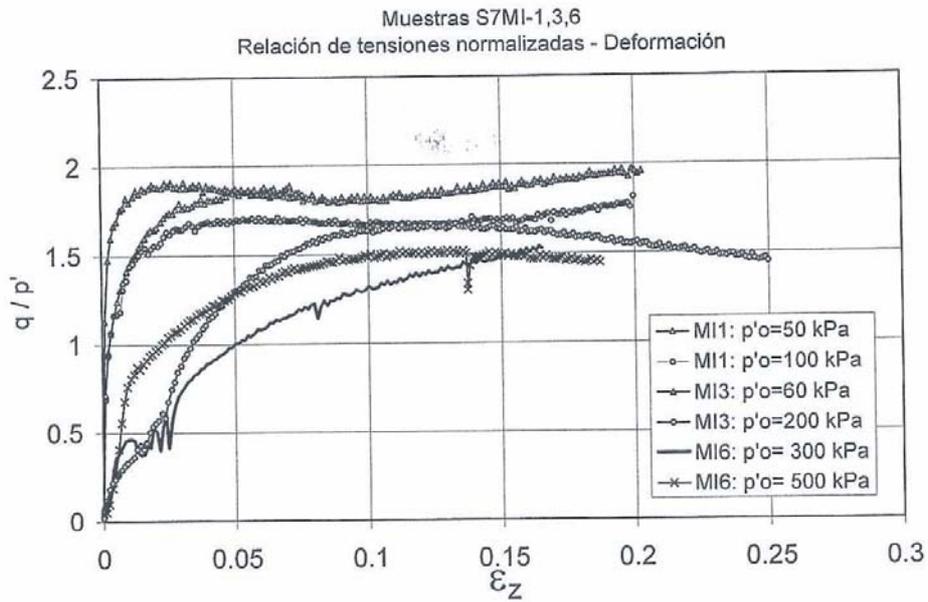


Figura 2.5.4.2. Curvas tensión desviadora normalizada-deformación (Rodas, E)

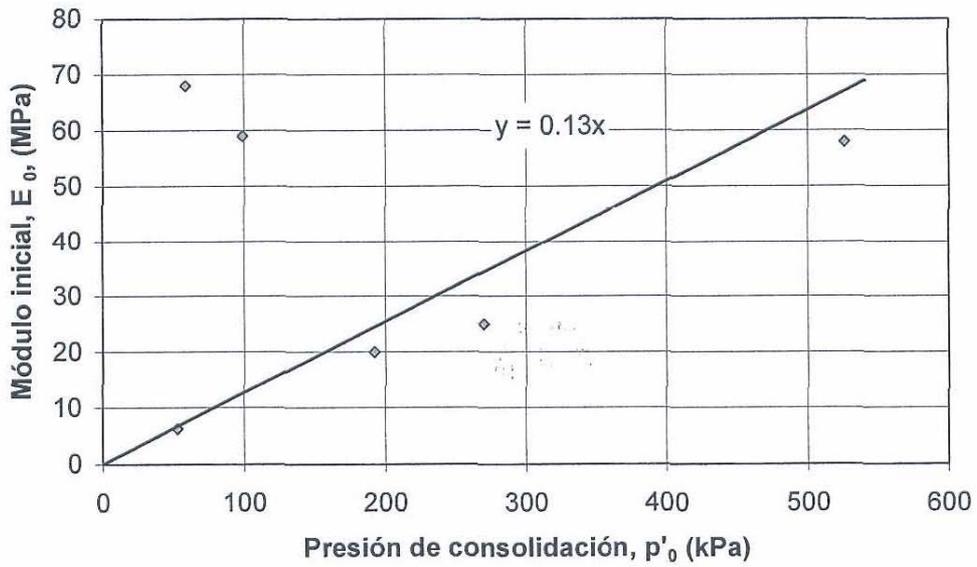


Figura 2.5.4.3. Variación del módulo elástico inicial con el valor de la presión efectiva de confinamiento inicial (Rodas, E)

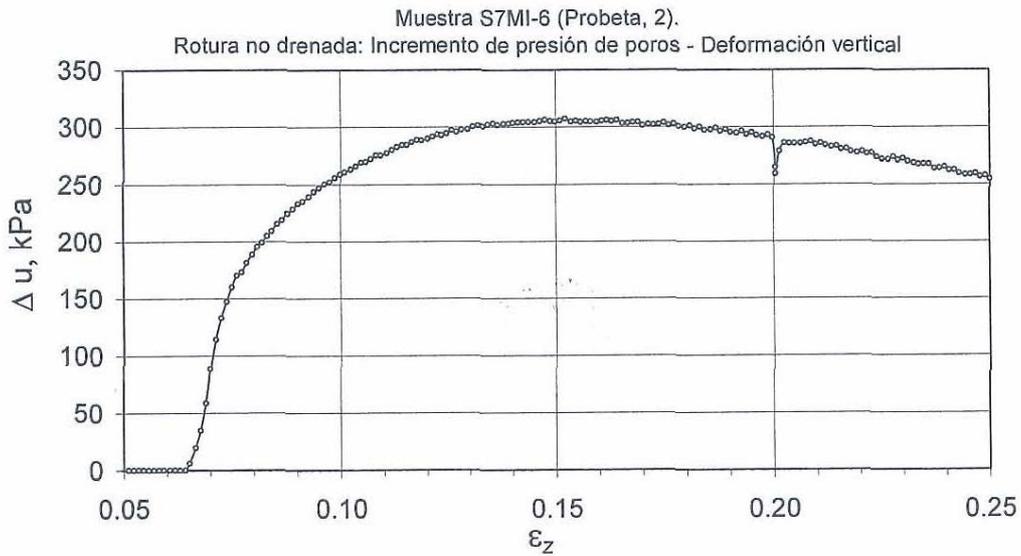


Figura 2.5.4.4. Evolución de la presión de poros en un ensayo típico sobre una muestra de lodo (Rodas, E)

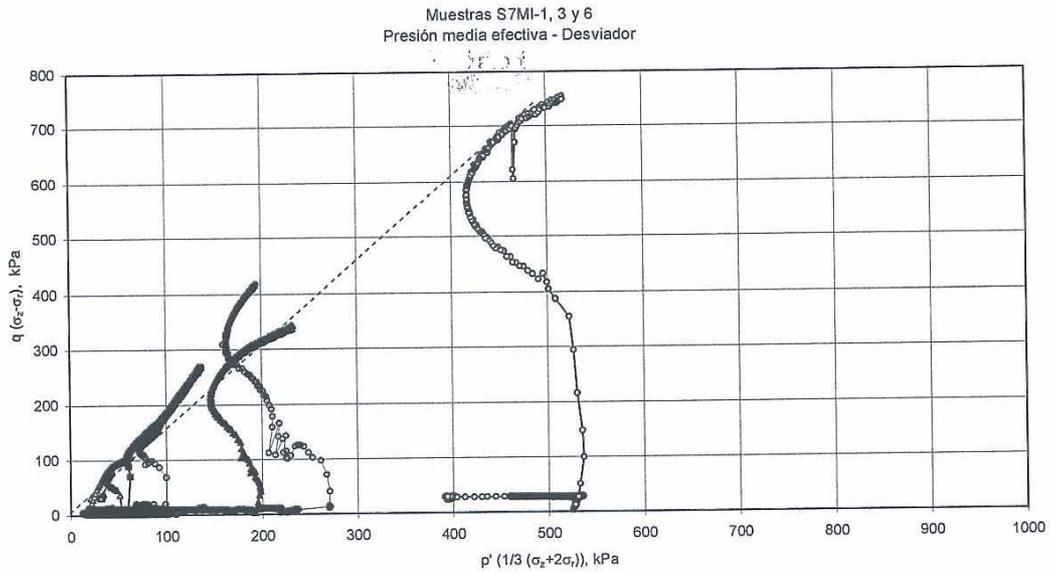


Figura 2.5.4.5. Trayectoria en tensiones efectivas (Rodas, E)

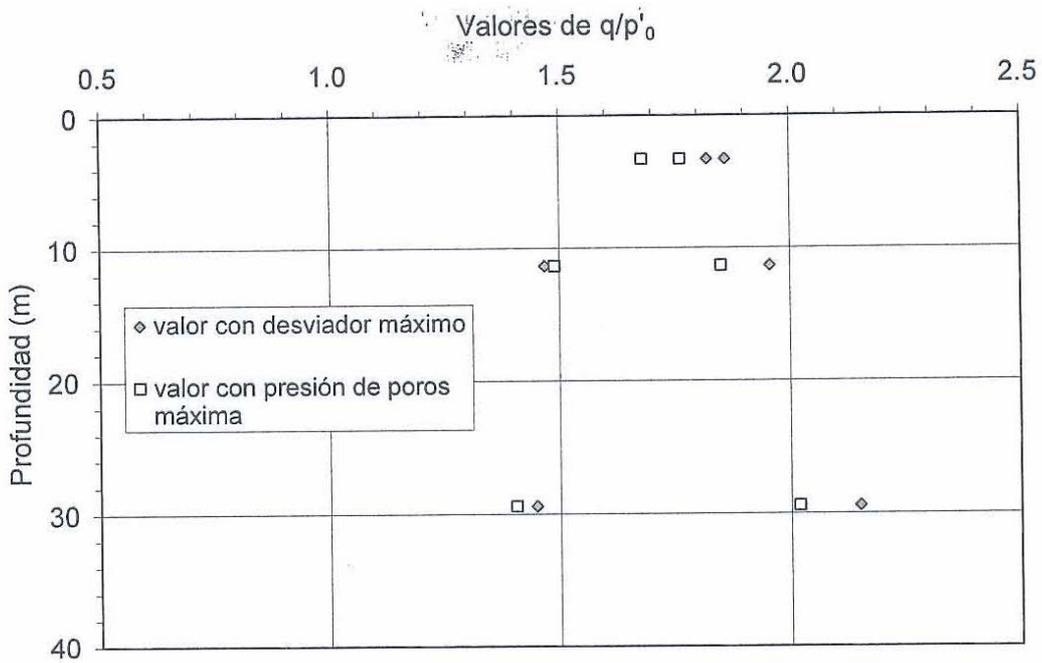


Figura 2.5.4.6. Valores de desviador al máximo de deformación y en el momento de presión de poros máxima, en función de la profundidad de las muestras (Rodas, E)

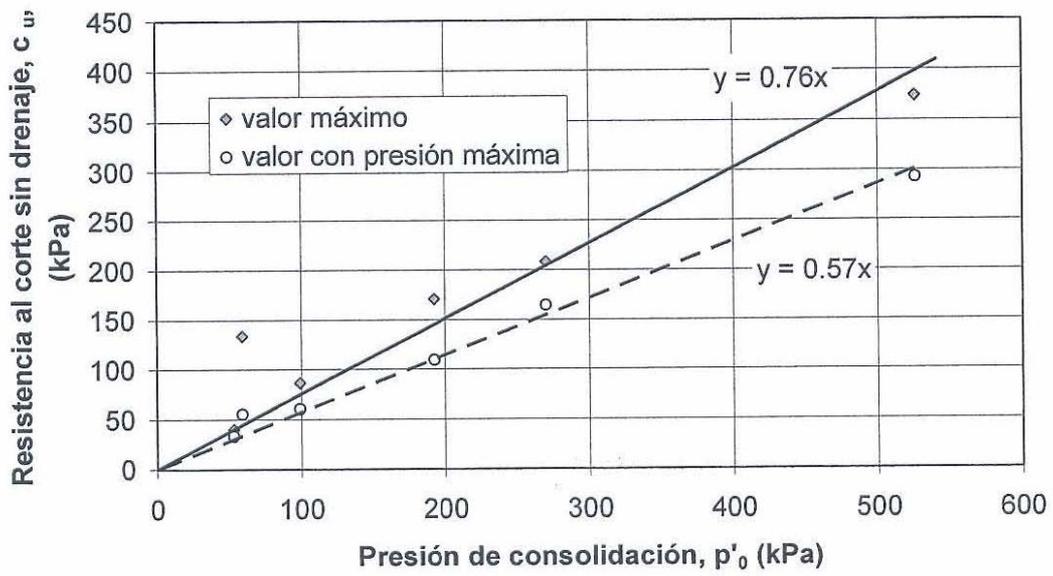


Figura 2.5.4.7. Variación de la resistencia al corte sin drenaje en función de la presión efectiva de consolidación inicial (Rodas, E)



2.6. Ensayos mecánicos sobre muestras de escombrera

2.6.1 Ensayos de compresión simple en muestra de escombrera

La variación de la resistencia a compresión y del módulo elástico con la profundidad de extracción de la muestra se recoge en la Figura 2.6.1.1 y en la Figura 2.6.1.2 respectivamente.

Puede apreciarse un claro incremento de la resistencia con la profundidad, aunque cuando la profundidad ya es alta, a partir de unos 60m, la resistencia ya no crece mucho más. (Rodas, E).

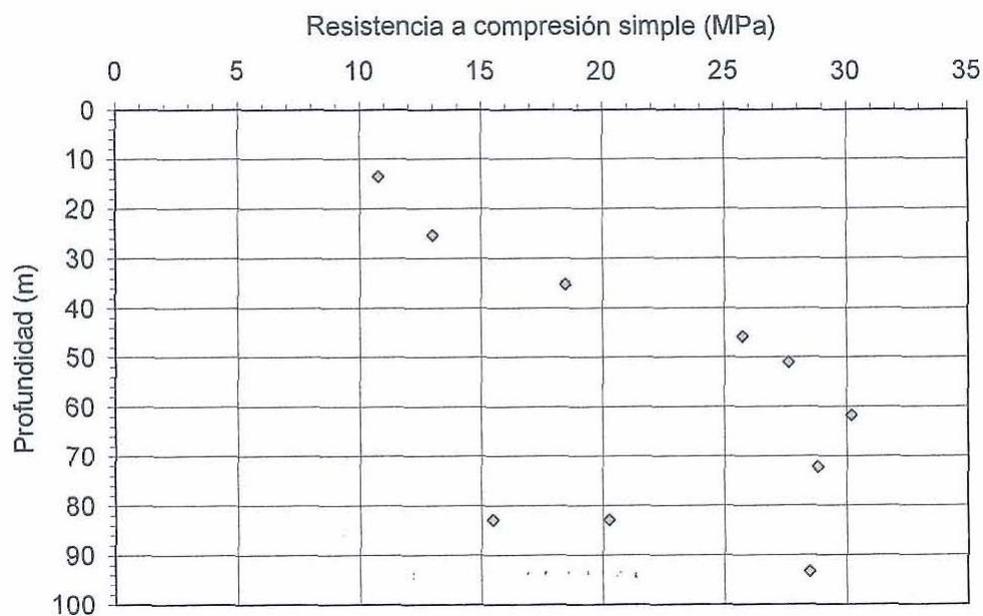


Figura 2.6.1.1. Variación de la resistencia a compresión simple con la profundidad (Rodas, E)

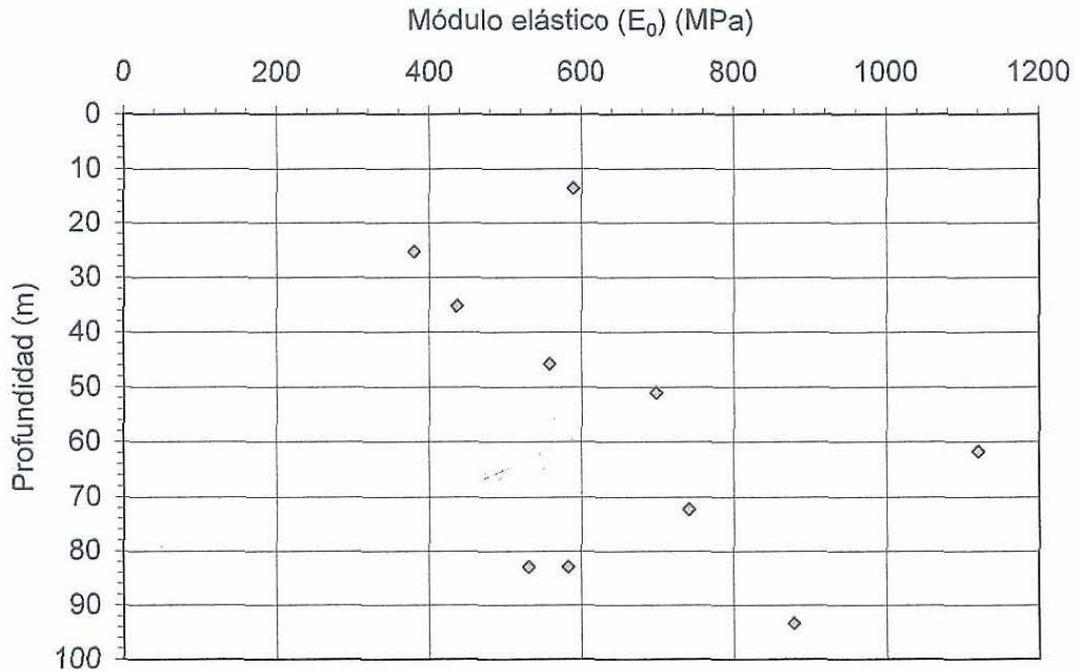


Figura 2.6.1.2. Variación del módulo elástico con la profundidad (Rodas, E)

La resistencia a compresión está fundamentalmente ligada a la porosidad de las muestras. En la Figura 2.6.1.3 puede observarse como la relación entre resistencia y densidad natural es muy clara.

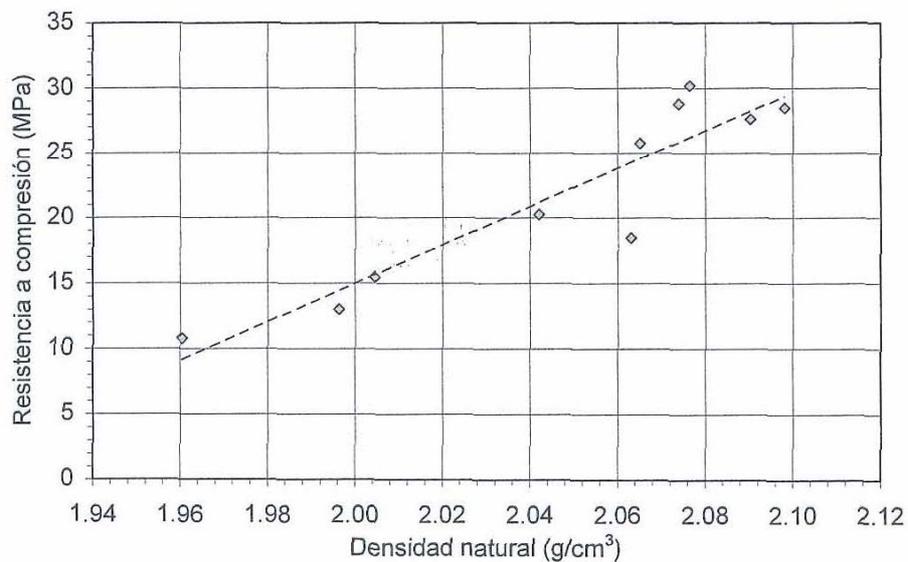


Figura 2.6.1.3. Variación de la resistencia a compresión simple con la densidad natural (Rodas, E)



Como las muestras están saturadas, la relación entre la humedad y la porosidad con la resistencia está ligada a la ya presentada entre la densidad y la resistencia (ver Figura 2.6.1.4 y Figura 2.6.1.5).

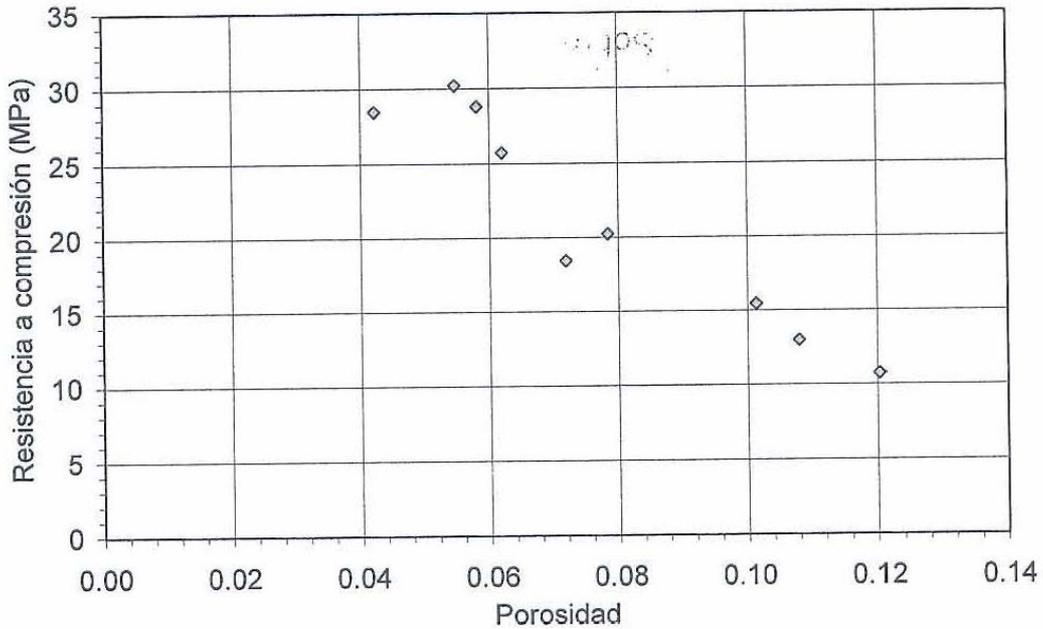


Figura 2.6.1.4. Variación de la resistencia a compresión simple con la porosidad (Rodas, E)

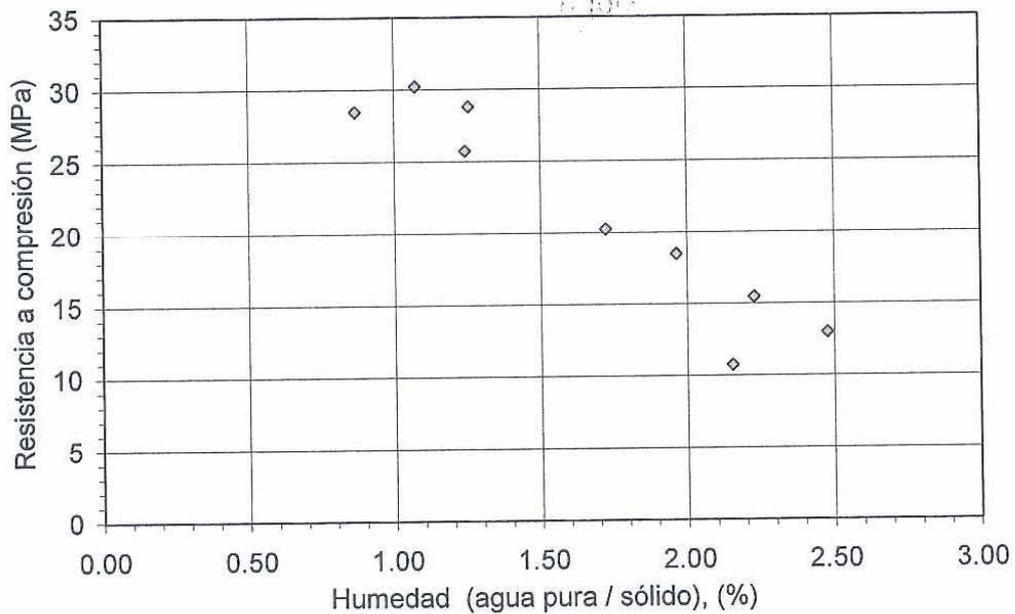


Figura 2.6.1.5. Variación de la resistencia a compresión simple con la humedad (Rodas, E)



Por último en la Figura 2.6.1.6 se muestra la relación existente entre la resistencia a compresión simple y el valor del módulo elástico de las muestras ensayadas.

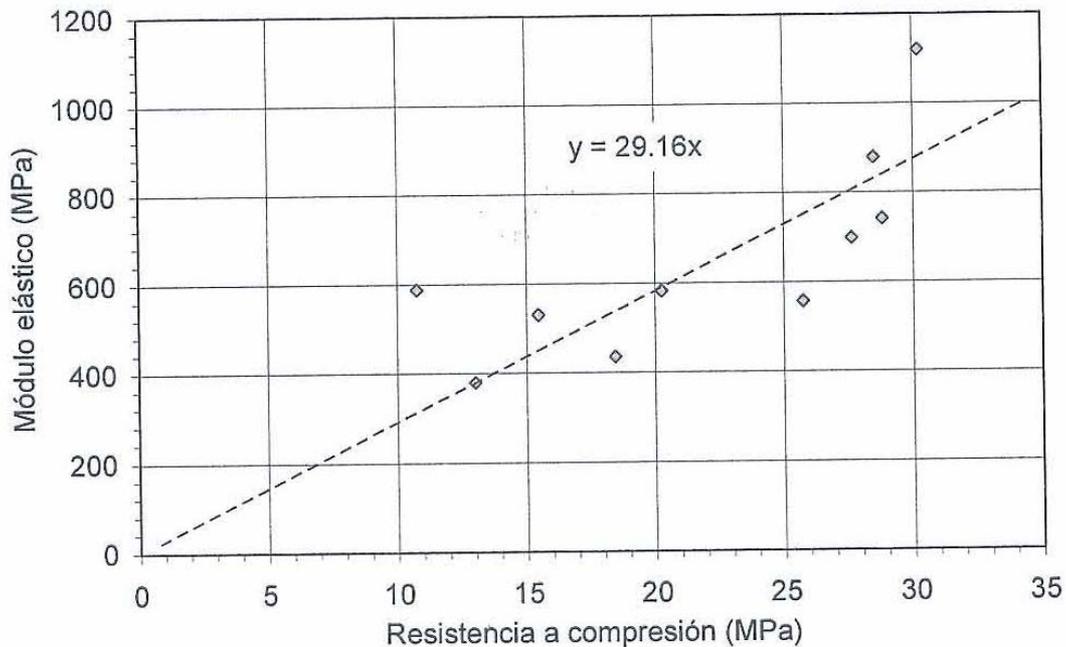


Figura 2.6.1.6. Relación entre el módulo elástico y la resistencia a compresión simple (Rodas, E)

2.6.2 Ensayos de corte directo en muestra de escombrera

La Figura 2.6.2.1 muestra los valores de la resistencia de pico obtenidos en probetas con diversa tensión de confinamiento vertical extraídas de muestras tomadas a varias profundidades. Las cargas empleadas en cada probeta son del orden de magnitud de la tensión vertical sobre el punto de extracción de la muestra. Puede observarse como la resistencia aumenta claramente con la tensión de confinamiento y que de forma aproximada puede definirse una sola envolvente de rotura para todas las muestras. Esta envolvente estaría definida por un ángulo de rozamiento de unos 70° y una cohesión nula. De los resultados de los ensayos no se puede apreciar un aumento claro del ángulo de rozamiento con la profundidad. En este valor estaría incluido el efecto de aumento de la resistencia debido a la cementación de la sal y que aumenta con el confinamiento. (Rodas, E).

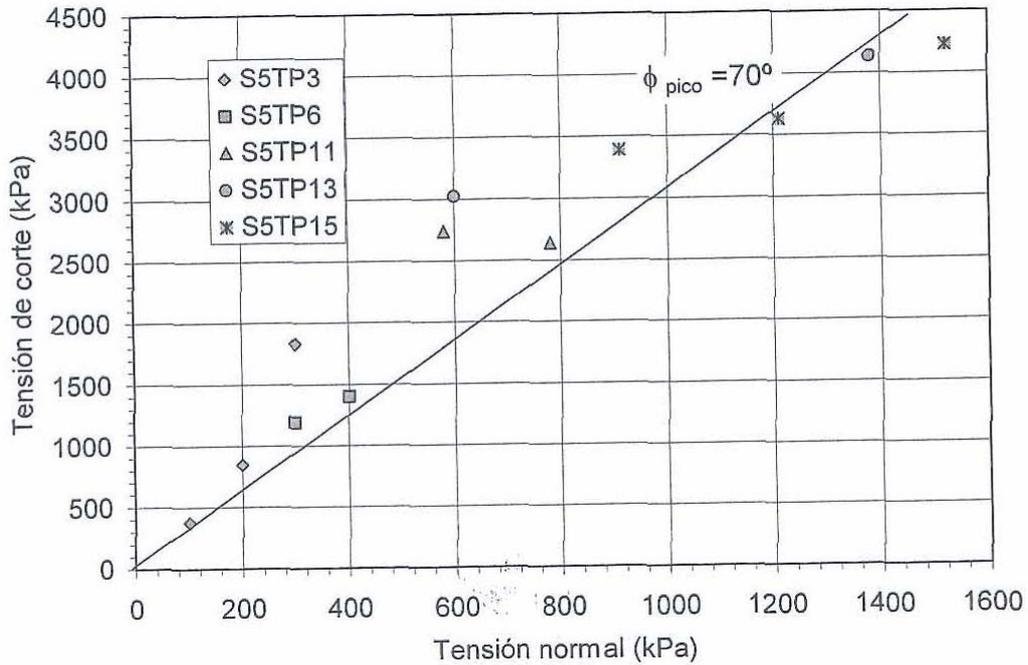


Figura 2.6.2.1. Valores de pico de la resistencia (Rodas, E)

La Figura 2.6.2.2 muestra los valores de la resistencia en estado crítico que han podido medirse en los ensayos. La envolvente de rotura quedaría definida por un ángulo de unos 56° para las muestras más profundas, en la misma figura se muestran los valores de la tensión de corte para el desplazamiento horizontal máximo en aquellos ensayos en los que no se ha alcanzado el estado crítico.

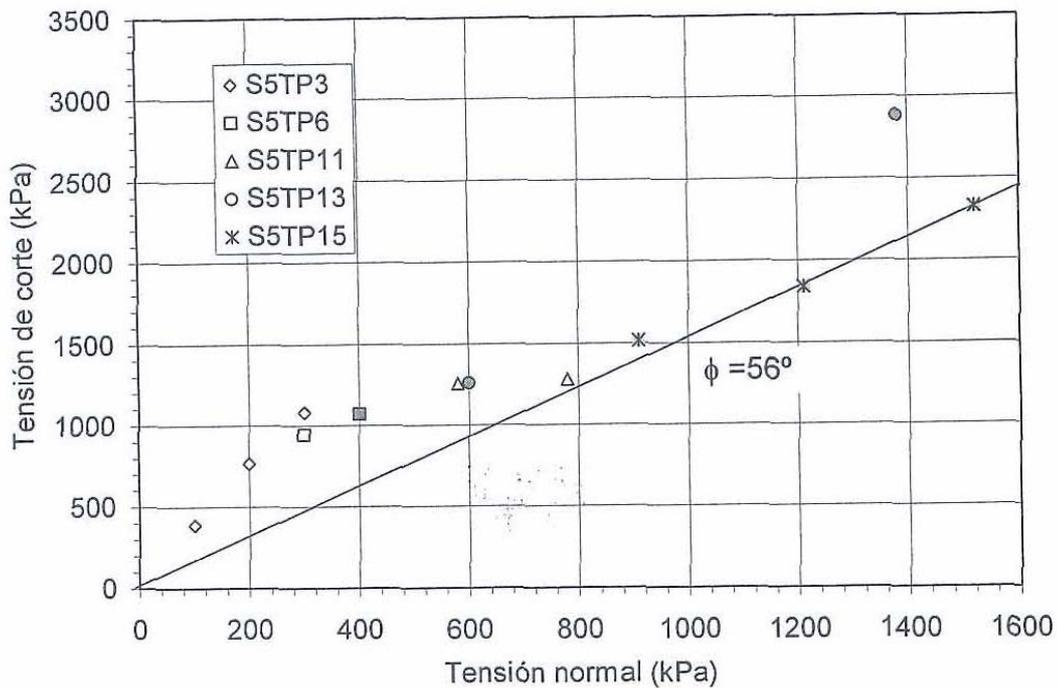


Figura 2.6.2.2. Valores de la resistencia en estado crítico (puntos oscuros). Los puntos claros indican el valor final de la tensión de corte en aquellos ensayos en los que no se ha llegado a alcanzar el estado crítico (Rodas, E)

2.6.3 Ensayos triaxiales en muestra de escombrera

La permeabilidad medida imponiendo un gradiente constante a la muestra extraída a 56 m de profundidad ha sido de $1.6 \cdot 10^{-8}$ m/s. En la fase de consolidación isótropa la deformación volumétrica queda definida por un valor de $\Delta \epsilon_v / \Delta \ln p'$ del orden de 0.015.

En los ensayos de rotura se ha observado una resistencia de pico muy elevada que es del orden de tres a cuatro veces mayor que la resistencia residual. Los valores de la resistencia de pico y de los módulos elásticos que se han medido son menores que los obtenidos en los ensayos de compresión simple, lo que indica una alteración del comportamiento de las muestras probablemente debida a fenómenos de disolución y erosión ocasionados durante la fase de flujo de salmuera a través de las muestras.

El ángulo de rozamiento correspondiente a la resistencia de pico (M_f aproximadamente igual a 2.5) es de unos 62° y el correspondiente al estado crítico (M aproximadamente igual, a 1.4) es de unos 35° . Estos valores de los ángulos de resistencia al corte son algo



menores que los obtenidos en los ensayos de corte directo debido al efecto, ya comentado, de la posible disolución de parte de las probetas durante el ensayo. (Rodas, E).



2.7 Resumen y conclusiones

2.7.1 Lodos

Según Rodas, E. en su trabajo “Caracterización geotécnica de residuos de minas de sal”; Los lodos están compuestos por una mezcla de un 35% de arcilla y de un 65% de sales solubles. Están saturados en todo su espesor y su densidad natural varía, aumentando con la profundidad, entre aproximadamente 1.93 y 1.96 g/cm³. La porosidad varía entre 0.38 en la zona más superficial y 0.3 a unos 30 m de profundidad y la humedad (en términos de peso de salmuera / peso de sólido) varía de forma análoga entre 0.3 y 0.2. De los ensayos edométricos y de las fases de carga de los ensayos de corte directo se desprende un valor promedio del coeficiente de consolidación del orden de $C_v = 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. La permeabilidad varía con el valor de la carga vertical aplicada, como orden de magnitud puede considerarse un valor de 10^{-9} m/s para una carga vertical de 20 kPa y de $2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ para cargas verticales entre 50 y 500 kPa. Estos valores son compatibles con el medido directamente en una probeta en el aparato triaxial ($1.2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$). El coeficiente de consolidación secundaria varía según la carga entre 0.003 y 0.008.

En los ensayos de corte directo no se ha observado ningún pico y durante la fase de corte se han medido disminuciones de volumen. La envolvente de rotura queda definida por un ángulo de rozamiento de 30°. Se ha medido un valor de la resistencia a compresión simple de 24 kPa para una muestra extraída a unos 13.5 m de profundidad. Este valor es compatible con los obtenidos por TECSOL en la campana de 2005 (13 kPa a 4.5 m de profundidad y 84 kPa a 6.3 m de profundidad) y con el golpeo observado en los ensayos SPT (de 30 a 40 kPa en una profundidad entre unos 8 y 22 m). De forma aproximada puede darse una relación C_u/σ'_v de 0.18.

En la fase de consolidación isótropa de los ensayos triaxiales se ha medido un valor de $\Delta \varepsilon_v / \Delta \ln p'$ que varía entre 0.033 y 0.053. Durante la fase de rotura no drenada se ha observado un aumento significativo de la presión de poros, que tiende a disminuir en las fases finales de los ensayos cuando la deformación de corte es grande.



El módulo elástico a pequeñas deformaciones, medido durante la fase de compresión no drenada está relacionado con el confinamiento efectivo inicial a través de la relación: $E_0 = 130 p'_0$. El ángulo de rozamiento obtenido en los ensayos triaxiales es de unos 36° . Este valor es mayor que los 30° medidos en los ensayos de corte directo, que parecen más razonables para un material de las características del lodo. Por otra parte, la relación entre la resistencia no drenada C_u , y el confinamiento efectivo inicial p'_0 obtenida en los ensayos ha sido de $C_u / p'_0 = 0.57$. Este valor también es superior al obtenido en los ensayos SPT y de compresión simple, lo que puede indicar que las tensiones efectivas de confinamiento supuestas en esos ensayos son mayores que las reales.



2.7.2 Escombrera

Según Rodas, E, en su tesina mencionada anteriormente;

La escombrera está constituida por agregados granos de sal que tienden a formar una roca de cierta compacidad por efecto de fenómenos de disolución bajo carga en los contactos entre granos que tienden a fusionarse. La densidad varía entre 1.9 g/cm³ cerca de la superficie y 2.1 g/cm³ a unos 100 m de profundidad. La porosidad varia entre 0.15-0.2 en la superficie a 0.05 a 100m de profundidad. La humedad en términos de peso de salmuera/peso de sólidos varía entre el 1% y algo más del 3%. El grado de saturación calculado en las muestras presenta incertidumbres importantes dada la baja porosidad del material, aunque en todos caso, se han medido valores por debajo de la unidad, lo que indicaría que las muestras han perdido humedad durante su transporte y almacenamiento.

La resistencia a la compresión simple aumenta desde 10 MPa a 10m de profundidad hasta 30 MPa a unos 60 m de profundidad. A partir de esa profundidad la resistencia (al igual que la porosidad) tiende a estabilizarse y ya no crece más. El módulo elástico varía entre 400 y 800 MPa y es del orden de 30 veces el valor de la resistencia a compresión simple. Se han ensayado a corte directo muestras extraídas a diversas profundidades bajo unas cargas que corresponden a las presiones verticales debidas al confinamiento por peso propio. La envolvente de resistencia puede ser caracterizada por un ángulo de rozamiento único que incorpora también el aumento de la resistencia por efecto de la cementación de los agregados. Por otra parte, las muestras presentan un comportamiento frágil con una resistencia de pico mucho mayor que la residual. La resistencia de pico se caracteriza por un ángulo de 70° y la residual por un ángulo de unos 56°.

En los ensayos triaxiales se ha medido una permeabilidad del orden de $1.6 \cdot 10^{-8}$ m/s. Sin embargo, hay que señalar que las muestras presentaban tubos originados por la disolución de la sal y que, por tanto, este valor puede ser bastante mayor que el real. Los resultados de carácter mecánico de los ensayos triaxiales también pueden estar afectados por estos fenómenos de disolución. En la fase de consolidación isótropa de los ensayos triaxiales se ha medido un valor de $\Delta \varepsilon_v / \Delta \ln p'$ de 0.015. La resistencia de pico



quedaría caracterizada por un ángulo de unos 62° , que es muy parecido al obtenido en los ensayos de corte directo. En los dos ensayos en que se ha podido medir, la resistencia residual queda definida por valores de M de 1.88 y 1.38, lo que conduce a valores del ángulo de rozamiento de unos 45° y 34° respectivamente.



CAPÍTULO 3. Análisis para disposición de capas inclinadas a ambos lados

3.1 Introducción

En este capítulo se analizará el comportamiento del conjunto escombrera-balsa-terreno natural mediante un análisis tensodeformacional del mismo, considerando una geometría como la más representativa de la evolución de la ampliación de la escombrera.

En el análisis se introducirán las pautas de comportamiento reológico observadas en los ensayos mecánicos y se considerará la evolución temporal de la seguridad por el efecto del cambio progresivo de la geometría de la escombrera, así como se considerarán diferentes c_u (resistencia al corte sin drenaje) para la balsa de lodos dado que la resistencia de la misma en condiciones no-drenadas juega un papel importante en la estabilidad del conjunto, junto con la geometría del terreno natural y la resistencia mecánica de los agregados de sal de la escombrera.

Para ello, se dispone del programa CODE-BRIGHT-GID desarrollado en el departamento de Ingeniería del Terreno. Básicamente este programa acopla el problema mecánico, hidráulico y térmico en el medio geológico usando el método de elementos finitos. Se vale de una serie de ecuaciones de gobierno asociadas a leyes constitutivas y leyes de equilibrio para el acoplamiento de los tres problemas.

Las ecuaciones constitutivas establecen el vínculo entre las variables independientes y las dependientes. Las ecuaciones de gobierno son escritas en términos de incógnitas cuando las ecuaciones constitutivas son substituidas en las ecuaciones de balance.

El sistema resultante de PDE's es resuelto numéricamente. CODEBRIGHT usa el sistema GID para el preproceso y el postproceso; es un gráfico interactivo utilizado para la definición, preparación y visualización de todos los datos relacionados a simulaciones numéricas. Estos datos incluyen la definición de la geometría, materiales, condiciones, etc...



3.2 Geometría, sistema constructivo y materiales considerados

La geometría considerada para el modelo responde a un sistema constructivo concreto de una escombrera (figura 3.2.1), en el que partiendo de la estabilización de las tensiones in situ del material existente previo a la actividad (en este caso involucraría tanto al terreno natural como a la sal de la balsa, a los lodos y a la presa) se depositan montículos con la cinta transportadora de forma que la sal 1 y la sal 2 corresponden a la primera y a la segunda capa generadas entre la segunda y tercera semana respectivamente.

A partir de la sal 2 se van depositando en forma de capa inclinada sobre el buzamiento derecho las sales 3, 4, 5, 6 de manera que cada capa corresponde a una semana.

A partir de la octava semana se empiezan a depositar las capas 7, 8, 9, 10 sobre el buzamiento izquierdo de la sal 2, finalizando el proceso en la semana 12 con una geometría de tipo “ anticlinal ” de los agregados de sal sobre el paquete formado por los materiales previos a la actividad minera, tal y como muestra la figura 3.2.2.

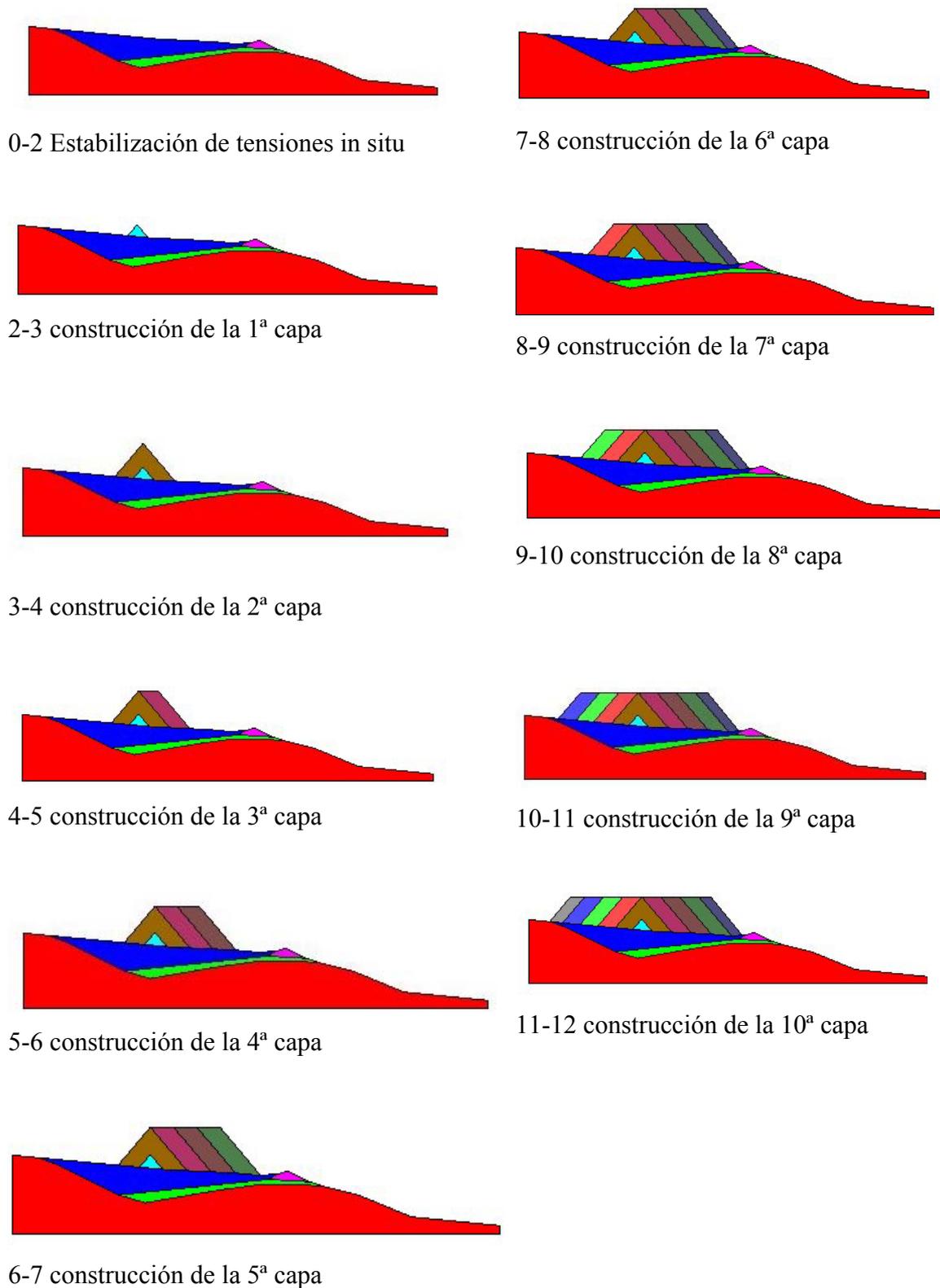


Figura 3.2.1. Etapas constructivas consideradas

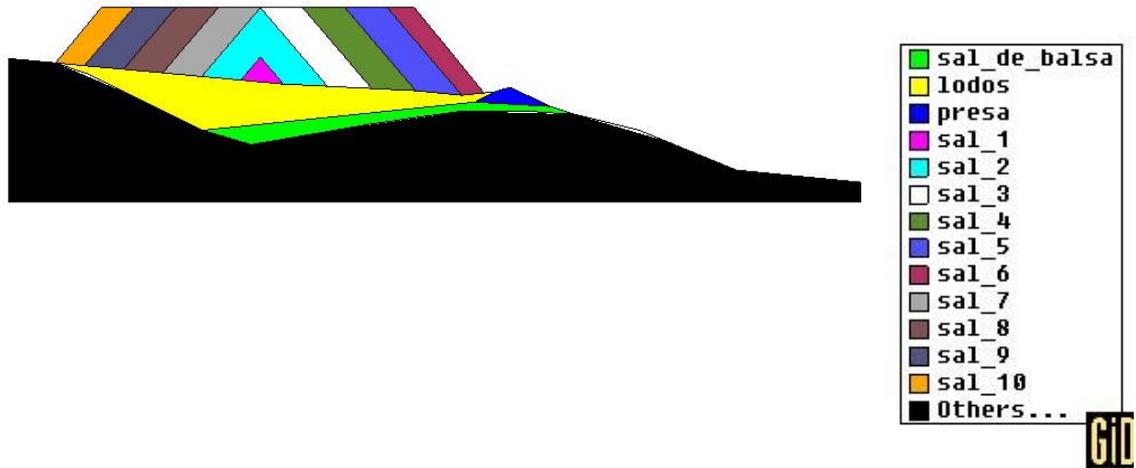


Figura 3.2.2. Materiales



3.3 El modelo considerado y sus condiciones de contorno

Se ha analizado la posible rotura de la escombrera que se pueda construir sobre los lodos saturados mediante elementos finitos en la hipótesis más conservadora, es decir, la rotura en condiciones no drenadas. Esta hipótesis permite realizar el cálculo en términos de tensiones totales y se supone que el terreno tiene una resistencia constante e igual a la resistencia al corte sin drenaje.

Dado que estamos tratando el problema en condiciones no drenadas, únicamente hemos de centrarnos en el problema mecánico.

Para ello hemos de asignar a cada uno de los materiales considerados el/los modelo/s constitutivo/s mecánico/s al cual responderán en el programa con sus respectivos parámetros exigidos.

De esta forma se ha tenido en cuenta que todos los materiales presentan elasticidad lineal.

$$E = E_0 + (\phi - \phi_0) dE / d\phi$$

Donde E es el módulo de young y ϕ es la porosidad

Tabla 4. Parámetros considerados

Materiales	Módulo de young (MPa)	Coefficiente de Poisson
Terreno natural	5000	0.3
Sal de balsa	3000	0.3
Lodos	100	0.49
Presa	1000	0.3
Sal 1 a 10	600	0.3

A parte de la elasticidad lineal, se puede decir que los lodos siguen un comportamiento de tipo viscoplástico para materiales granulares basado en Mohr- Coulomb:



$$D\varepsilon/dt = \Gamma (\phi(F))\Theta G/\Theta\sigma$$

$$\text{Donde } G = F = q - \delta p' - c\beta$$

$$\delta = M = 6\sin \phi' / 3 - \sin \phi' \quad \text{y} \quad \beta = 6\cos \phi' / 3 - \sin \phi'$$

Los parámetros que se le han asignado son los siguientes:

P1= Stress power= 3

P2= Viscosidad= 0.01

P5= Cohesión= $c_u = 0.03$ MPa

Dado que la resistencia al corte sin drenaje, c_u , juega un papel decisivo en la estabilidad del conjunto, se ha optado por analizar el resultado del problema para varios casos de c_u .

En el primer caso se ha estudiado la estabilidad para un c_u de 30 KPa , en el segundo caso para un c_u de 40 kPa y por último para un c_u de 50 kPa.

Al igual que los lodos la sal y la sal de la balsa pueden seguir otro comportamiento a parte de la elasticidad lineal, en este caso se trata de un modelo viscoplástico para materiales salinos dado que el mecanismo de deformación conocido como dislocation creep se ha de tener en cuenta al hablar de porosidad de agregados de sal (Olivella and Gens, 2002).

Los parámetros que responden al modelo se exponen a continuación:

P1= Parámetro preexponencial= $6e-6$

P2= Energía de activación= 54000

P3= Stress power= 5

La presa, es de suponer, que también sigue un comportamiento de tipo viscoplástico para material granular debido, precisamente al tipo de material con la que está diseñada. Sus parámetros se especifican a continuación:

A diferencia de los lodos en los que hemos preferido trabajar con Mohr-Coulomb , en el caso de la presa se ha trabajado con Cam-Clay ;



$$D\varepsilon/dt = \dot{\Gamma} (\phi(F)) \partial G / \partial \sigma$$

$$\text{Donde } G = F = q^2 - \delta^2 (p_0 p' - p'^2)$$

P1= Stress power= 3

P2= Viscosidad = 0.05

P3=Energía de activación= 54000

P5= P_0 = 0.15

P7= Parameter in hardening law= 0.15

P10= Valor inicial de δ = 1.2

Es decir, se ha utilizado una formulación viscoplástica para determinar las deformaciones irreversibles combinada con una ley de comportamiento elástica. Esto implica que los movimientos calculados son cualitativos.

Una vez descrito el modelo en cuanto a sus materiales, vamos a centrarnos en las condiciones que se le han impuesto;

El problema se ha tratado con una gravedad de -9.81 y una temperatura constante de 20 grados como datos generales a tener en cuenta.

Las condiciones de contorno sobre la geometría son las condiciones de desplazamientos en los bordes de la misma. Es de suponer que la base de la geometría tenga impedido el movimiento en sentido vertical, así como que el problema es finito, con lo que se acota tanto el extremo izquierdo como el derecho de la geometría impidiendo en ambos extremos el movimiento lateral

Las incógnitas iniciales son cero en este problema.

Las tensiones iniciales se obtienen por equilibrio en el primer paso de tiempo, con lo cual no se contempla el peso de las capas de sal de la escombrera; por lo que:

$$\sigma_x = -0.075 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = -0.15 \text{ MPa}$$



En cuanto a la condición de porosidad inicial, se han introducido los siguientes datos para cada uno de los materiales;

Tabla 5. Porosidades iniciales

Sales	Lodos	Presa	Terreno natural	Sal balsa
0.30	0.40	0.30	0.20	0.25

En la figura 3.3.1 se pueden observar tanto las condiciones de desplazamientos mencionadas como las condiciones de tensiones iniciales, como las de porosidad inicial; sin embargo para ésta última se adjunta la figura 3.3.2 en la que se puede apreciar con más claridad el mapa de la distribución de las porosidades iniciales.

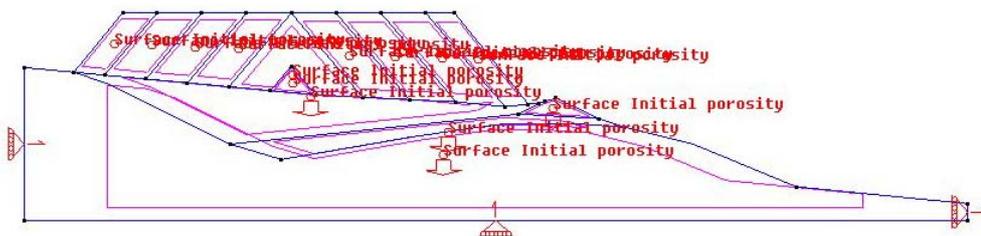


Figura 3.3.1 Impedimentos y condiciones

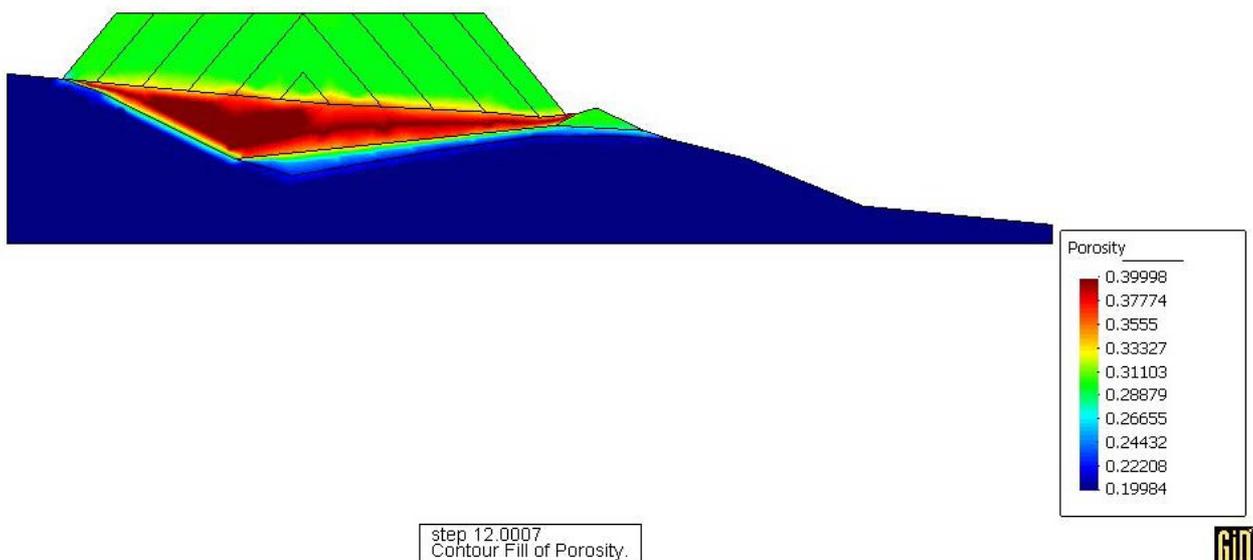


Figura 3.3.2. Distribución de las porosidades iniciales



3.4 Resultados obtenidos

El paso previo a la obtención de resultados es la elaboración de una malla cuadrática que discretice la geometría en nodos y elementos con el objeto de que los requerimientos anteriormente mencionados (condiciones y materiales asignados a las entidades geométricas) sean transferidos a dichos nodos y elementos.

La malla resultante se muestra en la figura 3.4.1.

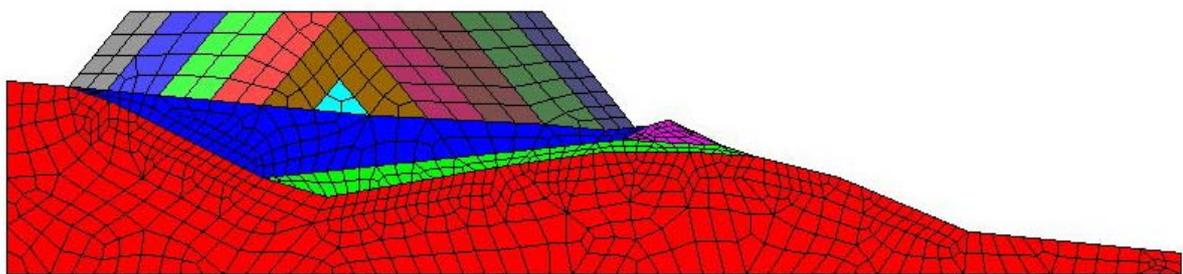


Figura 3.4.1. Malla generada

Tal y como se ha mencionado anteriormente, se estudiarán diferentes casos en función de la resistencia al corte sin drenaje de los lodos dado que los resultados son muy sensibles a este parámetro. Para ello se han elaborado tres casos:

- 1) en el que los lodos tienen una resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa.
- 2) en el que los lodos tienen una resistencia al corte sin drenaje de 40 kPa.
- 3) en el que los lodos tienen una resistencia al corte sin drenaje de 50 kPa.

Caso1: $c_u = 30$ kPa

Los resultados obtenidos en este caso se muestran a continuación;

La figura 3.4.2 , consta de 3 pasos de tiempo elegidos en función de la figura 3.4.4 la cual se comentará más adelante.

Los tres pasos de tiempo son a la 4ª semana, a la 8ª semana y a la 12ª semana, en ellos se puede ver la variación de los desplazamientos sobre el modelo en forma de vectores.

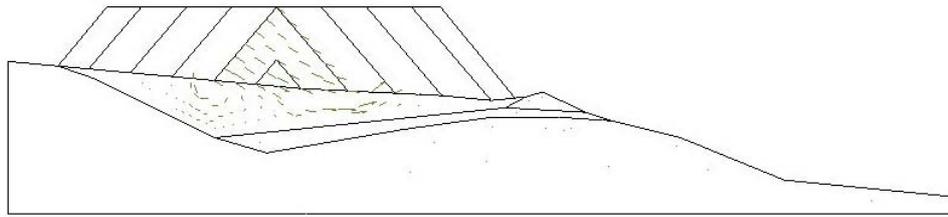


Se aprecia como a la 4^a semana ya existen pequeños desplazamientos en el “ núcleo “ de la geometría, afecta especialmente a las capas 1 y 2 de sal que son las que en ese momento se han generado y a la balsa de lodos que había estabilizado tensiones a la 2^a semana.

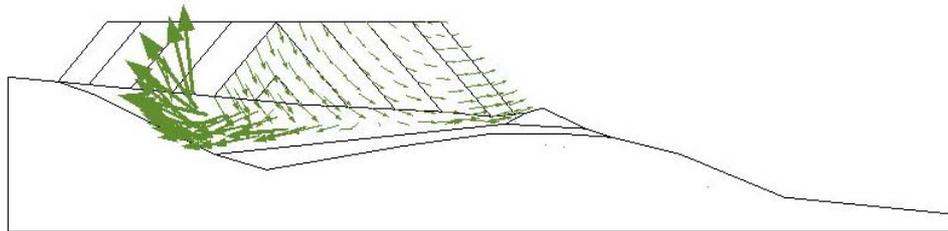
A la 8^a semana los desplazamientos afectan a toda la ladera derecha de la escombrera y a la balsa de lodos en cuyo centro se concentran los mayores desplazamientos dirigiéndose éstos en sentido contrario que los que afectan a la escombrera, esto denota una cierta “ rotación “ del material.

En la 12^a semana, y final del proceso, se muestra como los desplazamientos afectan a toda la escombrera y a la balsa de lodos; y todos los vectores se dirigen en la misma dirección. Los máximos desplazamientos se localizan al pie de la presa.

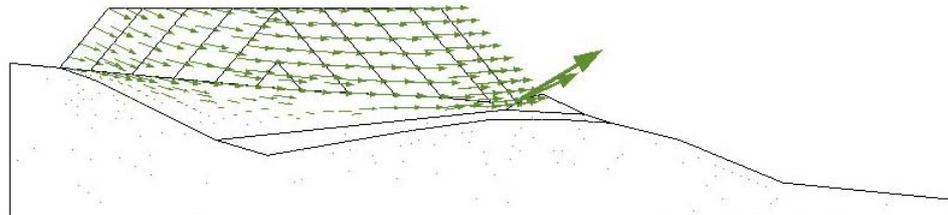
La figura 3.4.3, muestra los desplazamientos descritos pero esta vez sobre los diferentes materiales que forman el modelo.



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 10.9456.

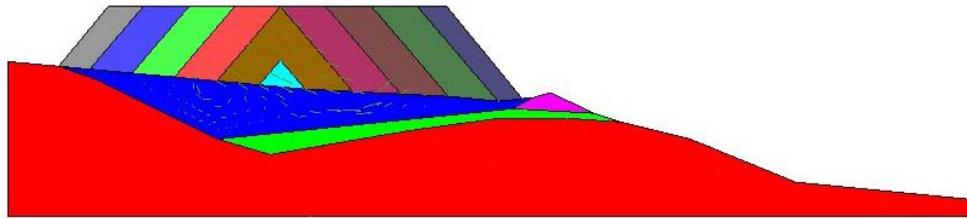


step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 10.9456.

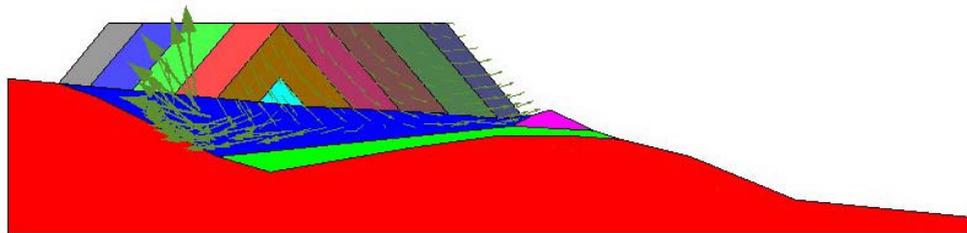


step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 230.521.

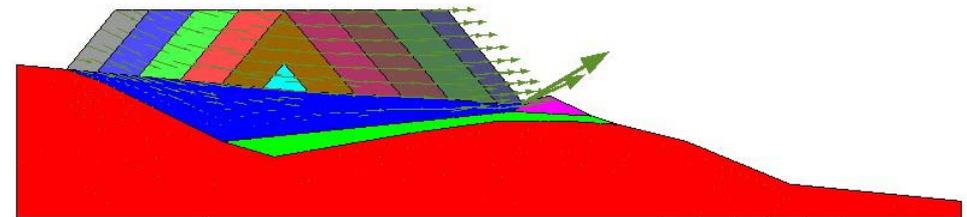
Figura 3.4.2. Desplazamientos vectoriales: caso $c_u = 30$ kPa



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 10.9456.



step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 10.9456.



step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 230.521.

Figura 3.4.3. Desplazamientos vectoriales: caso $c_u = 30$ kPa



Hemos visto los desplazamientos de forma vectorial, pero para tener una idea numérica de los mismos se adjunta la figura 3.4.4. En ella podemos observar 2 gráficas, ambas relacionan la evolución temporal y el desplazamiento pero una pertenece a un punto del centro de la geometría de la escombrera y la otra pertenece a un punto de la capa 6 de sal a media altura.

La primera muestra una fase de ausencia de desplazamientos que comprende entre la semana cero y la semana tres dado que en ese periodo no existe carga de sal. A partir de la semana 3 y hasta la semana 6 existe un aumento de los desplazamientos llegando en ese momento al máximo de los mismos con un valor de 2.96 m (sería inadmisibles por encontrarse en rotura). Se deduce, por tanto, que la rotura se da en las primeras etapas de la construcción.

A partir de ese momento disminuyen de forma brusca hasta la 7ª semana y luego se atenúan hasta la 12ª semana.

Por el contrario, la segunda gráfica muestra una ausencia de desplazamientos hasta la semana 7 en la que lógicamente se está construyendo la capa 6 a la que pertenece el punto de la gráfica en cuestión para más tarde presentar dos picos, uno a la 8ª semana y el otro a la 11ª semana siendo éstos de 0.70 m y 0.87 m respectivamente. El primer pico responde a la finalización de la construcción de la capa a la que pertenece el punto analizado y a la rotura de la geometría, y el segundo pico responde a la máxima carga del lado izquierdo de la ladera de la escombrera.

En el lapso de tiempo entre un pico y otro es de suponer que los esfuerzos se están concentrando en el lado izquierdo de la escombrera con lo cual no repercute tanto en el extremo derecho al que pertenece el punto analizado; esto se demuestra con las figuras siguientes.

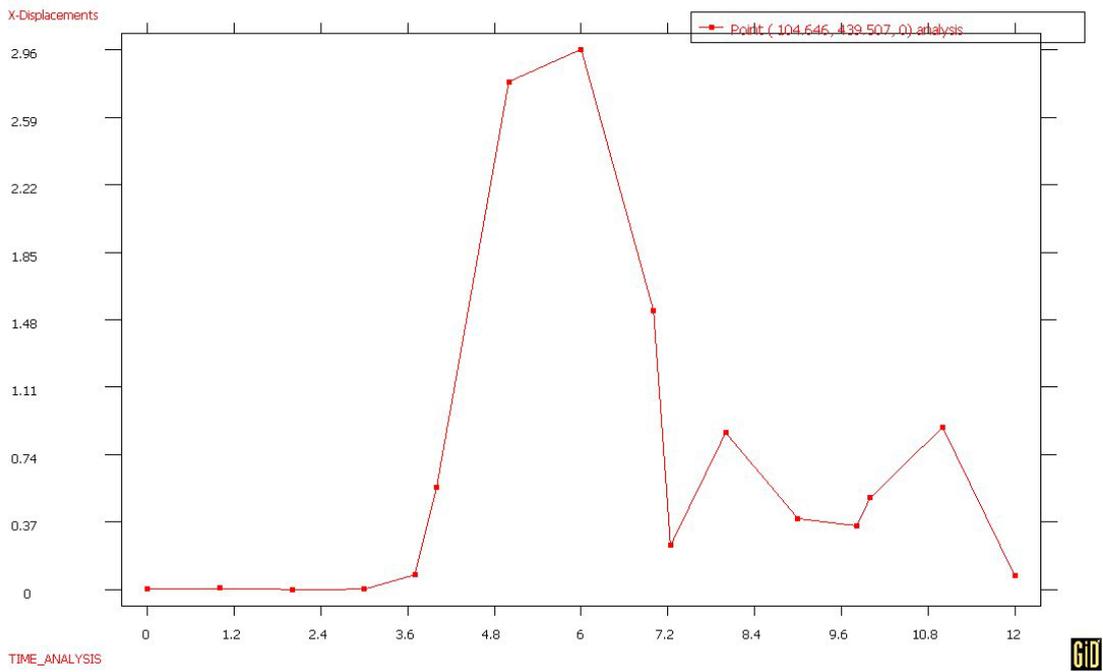


Figura 3.4.4.a. Gráfico en un punto del centro de la geometría

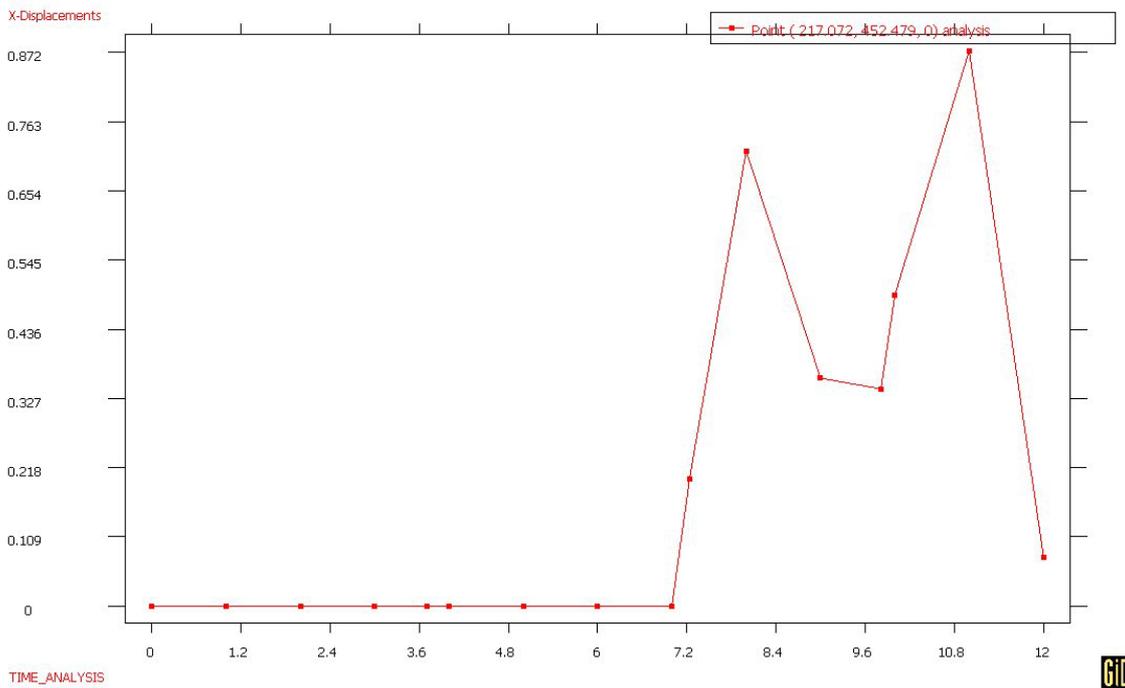


Figura 3.4.4.b. Gráfico en el punto medio de la capa 6 de sal.



Efectivamente, la figura 3.4.5 que consta de tres pasos de tiempo (idénticos a los de la figura 3.4.2) muestra cómo las deformaciones de corte en las primeras semanas de carga se acumulan principalmente en el extremo derecho de la balsa de lodos con un valor máximo de 0.1359, y a medida que pasan las semanas las deformaciones de corte se van desplazando, siempre afectando a la balsa de lodos, hacia el extremo izquierdo con unos valores máximos de 2.8 aproximadamente que se estabiliza sobre la 8ª semana y que lo único que hace de la 8ª semana en adelante es extenderse hacia el extremo derecho pero con valores máximos en dicho extremo de 1.57 manteniendo el pico de 2.8 en el extremo izquierdo. En la figura puede apreciarse ligeramente la superficie de rotura en los lodos aunque queda poco definida.

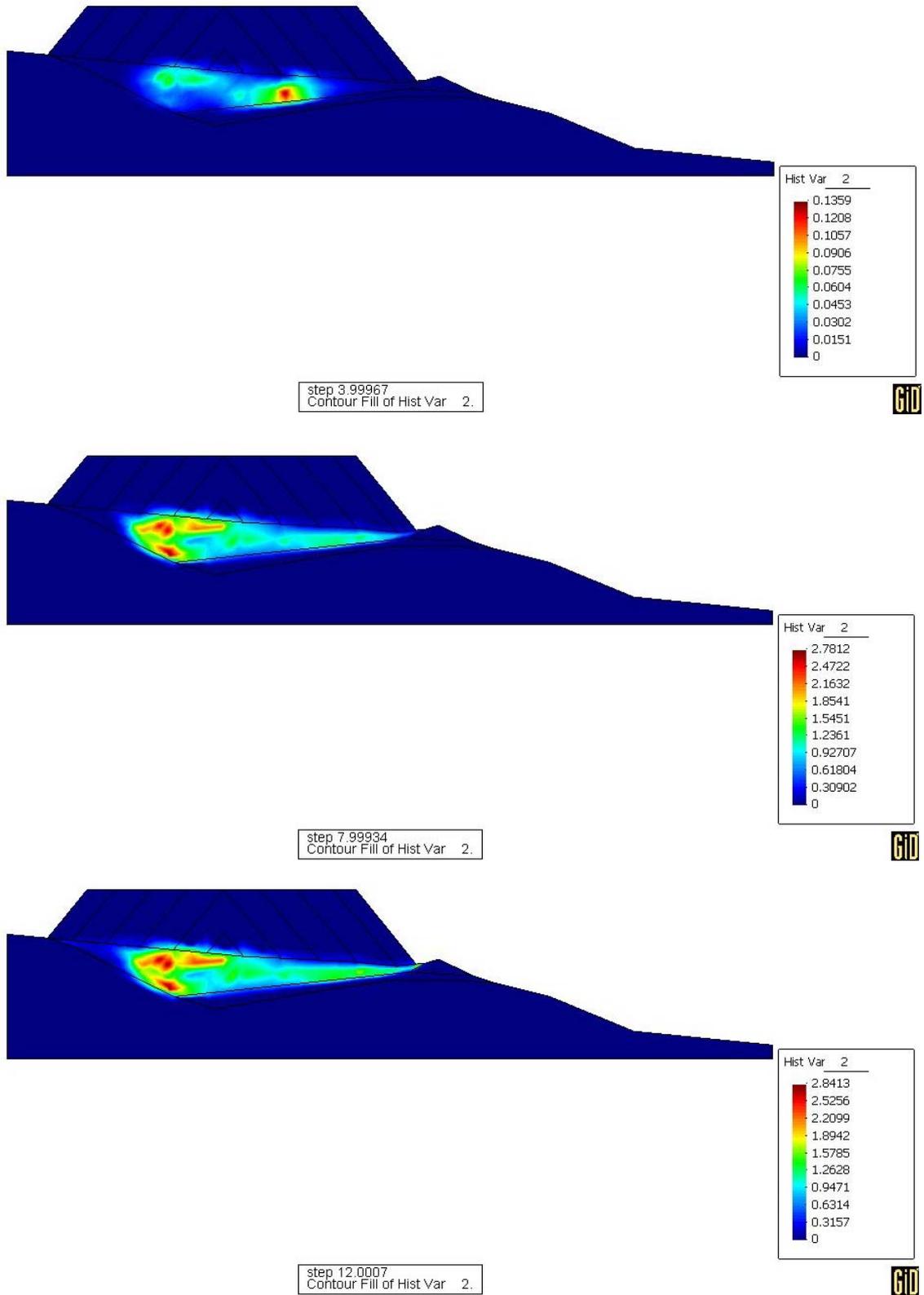


Figura 3.4.5. Deformaciones de corte: caso $c_u = 30$ kPa



La figura 3.4.6, muestra el mapa de la distribución de las tensiones S_{yy} sobre la geometría al finalizar la actividad, es decir en la última semana. En ese momento, se puede apreciar cómo las máximas tensiones se localizan en la parte alta de la geometría con valores máximos de -0.08 MPa y cómo van atenuándose a medida que vamos descendiendo en la geometría hasta conseguir valores de -0.97 MPa hacia la parte media y de -1.8 MPa hacia la parte basal.

La figura 3.4.7 muestra las tensiones totales vectorialmente. En ella se puede apreciar que las máximas tensiones totales se disponen en el centro de la geometría, y más concretamente sobre la balsa de lodos.

De igual forma, vemos que en la parte izquierda de la geometría entre la capa de sal 10 y el contacto entre el terreno natural y la balsa de lodos surgen unas tracciones. Estas tracciones son difícilmente soportables por los materiales geológicos que prácticamente sólo soportan compresiones, con lo cual se puede decir que estas tracciones se ajustan poco a la realidad.

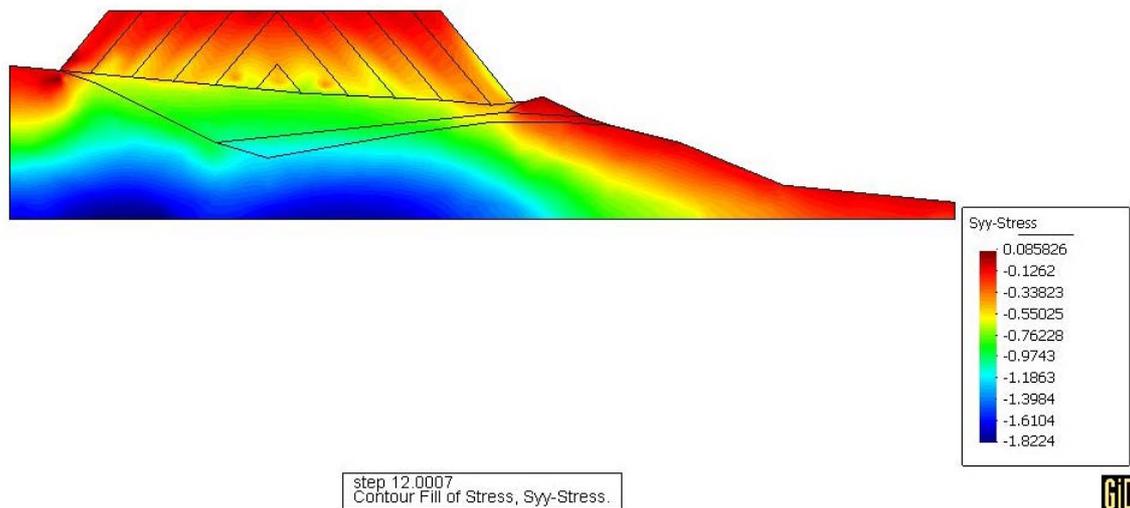
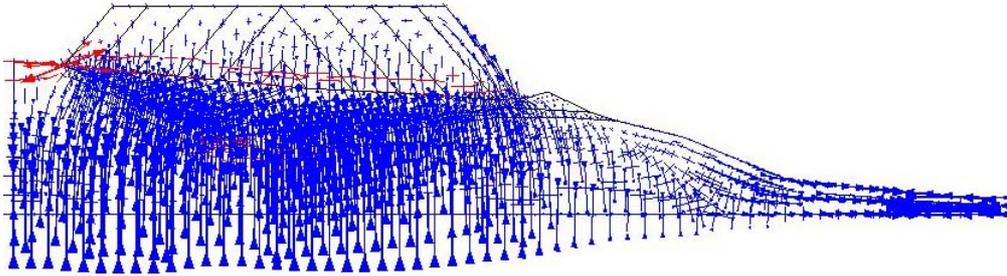


Figura 3.4.6. Mapa de distribución de las tensiones S_{yy} : Caso $c_u=30$ kPa



step 12.0007
Display Vectors of Stress, All factor 38.3726.



Figura 3.4.7. Tensiones totales en forma vectorial: Caso $c_u=30$ kPa

La figura 3.4.8 muestra la trayectoria de tensiones en un punto de los lodos, observándose que se supera la tensión de corte de 0.06 MPa ($2 c_u$), lo que es posible al utilizar modelos viscoplásticos de tensión –deformación; y además la supera en las primeras etapas, tal y como habíamos omentado.

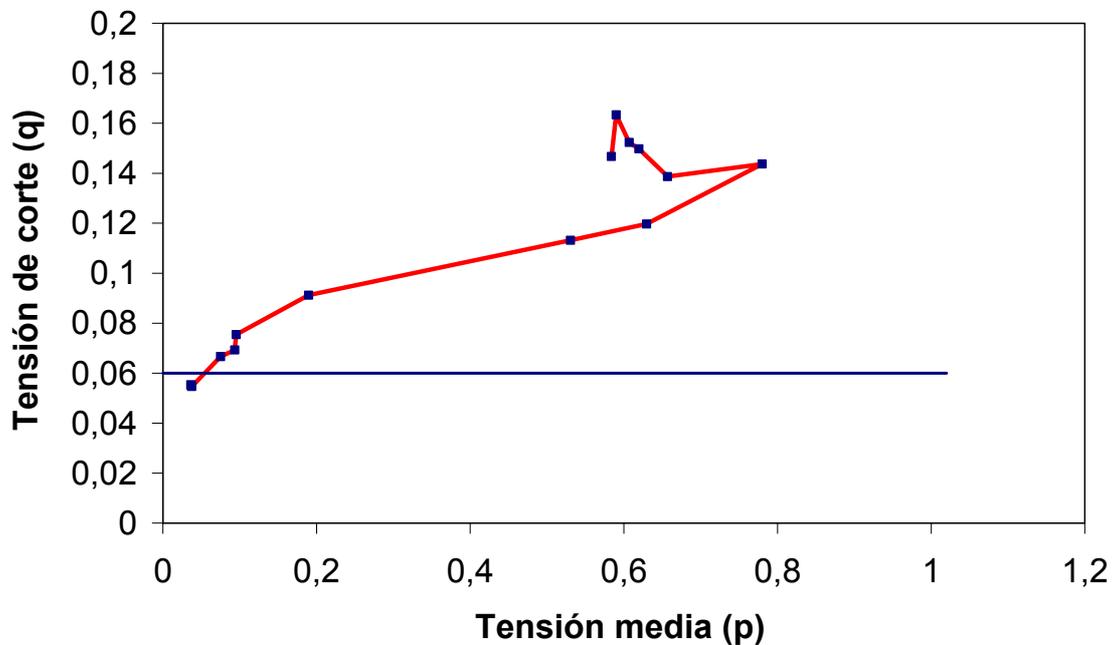


Figura 3.4.8. Trayectoria de tensiones en el plano q-p para un punto de los lodos. Caso $c_u=30$ kPa

Caso2: $c_u = 40$ kPa

Los resultados del estudio para una resistencia de corte sin drenaje de 40 kPa se adjuntan a continuación;

En ellos se puede apreciar un comportamiento muy similar al caso anterior tanto en desplazamientos (figuras 3.4.9, 3.4.10, 3.4.11) como en tensiones (figuras 3.4.12, 3.4.13) y deformaciones de corte (figura 3.4.14).

Sin embargo, aunque el comportamiento sea similar, hay que destacar que no sucede lo mismo con las magnitudes. Es decir, si comparamos las figuras 3.4.8 y 3.4.9 con sus análogas del caso anterior (figuras 3.4.2 y 3.4.3) se puede observar que para generar las figuras del caso $c_u = 30$ kPa se ha utilizado un factor de escala de 11, mientras que para generar las figuras del caso $c_u = 40$ kPa se ha utilizado un factor de escala de 53.

Esto indica que los desplazamientos serán mayores para el caso 1 que para el caso 2.

Este fenómeno queda patente también en la figura 3.4.11, en la que la punta de desplazamientos del gráfico correspondiente a un punto del centro de la geometría salina corresponde a un desplazamiento de 0.74 metros, mientras que para el caso anterior era de 2.96 m (para este caso la rotura también se da en las primeras etapas de la construcción). De la misma forma, la punta del gráfico de los desplazamientos de un punto de la capa 6 representa 0.248 m para el caso de $c_u = 40$ kPa a diferencia de la punta para el caso de $c_u = 30$ kPa que es de 0.82 m.

Hay que recordar que los valores numéricos resultantes no son significativos en tanto a cantidad, sino que los tomaremos para hacernos una idea cualitativa entre casos.

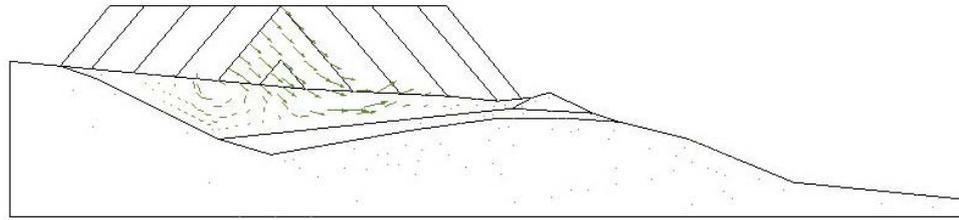
Esto, no sólo sucede con los desplazamientos sino que también se aprecia sobre las deformaciones de corte tal y como muestra la figura 3.4.12, en la que para un paso de tiempo de 8 semanas las deformaciones de corte máximas son de -0.58 .

Mientras que en la figura 3.4.5 para el mismo paso de tiempo eran de -2.78 .

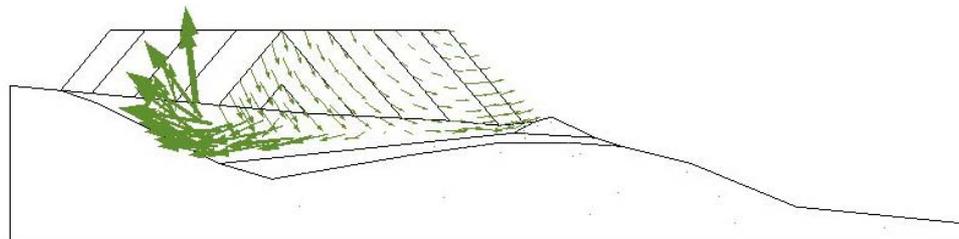
A parte de afectar, tal y como hemos visto, el c_u de los lodos sobre los desplazamientos y las deformaciones de corte, también las tensiones se ven afectadas, dado que la figura



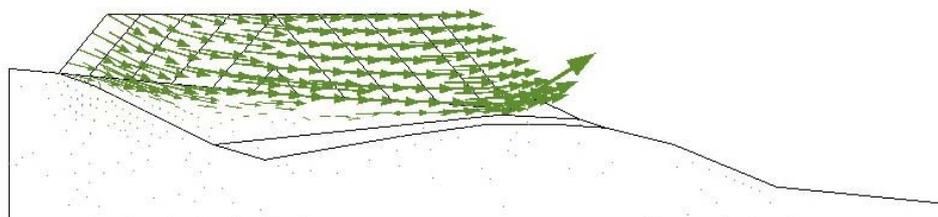
3.4.13 muestra tensiones S_{yy} máximas de -0.027 MPa mientras que la figura 3.4.6 muestra tensiones máximas de -0.08 MPa.. En este caso el modelo también genera unas tracciones en el contacto del conjunto en su margen izquierdo (hecho bastante dudoso).



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 53.1533.

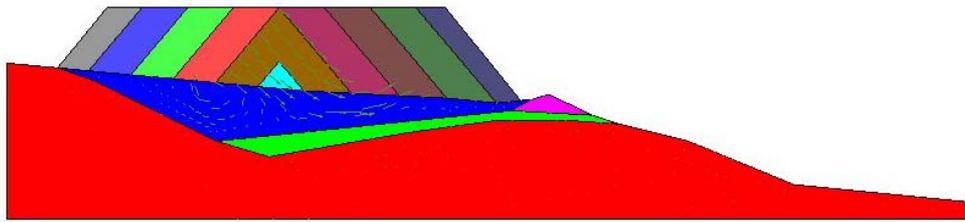


step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 53.1533.

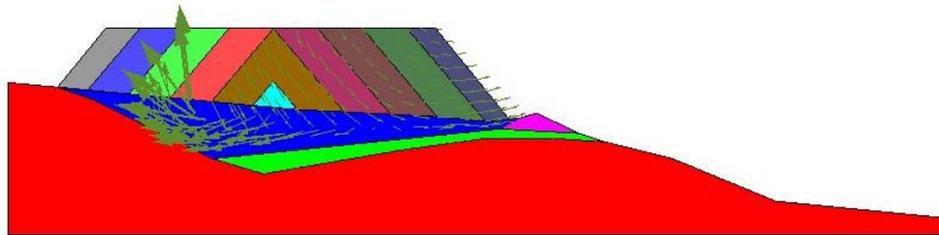


step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 527.468.

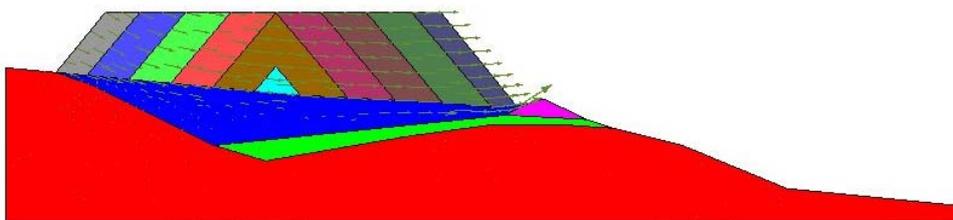
Figura 3.4.9. Desplazamientos vectoriales. Caso $c_u = 40$ kPa



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 53.1533.

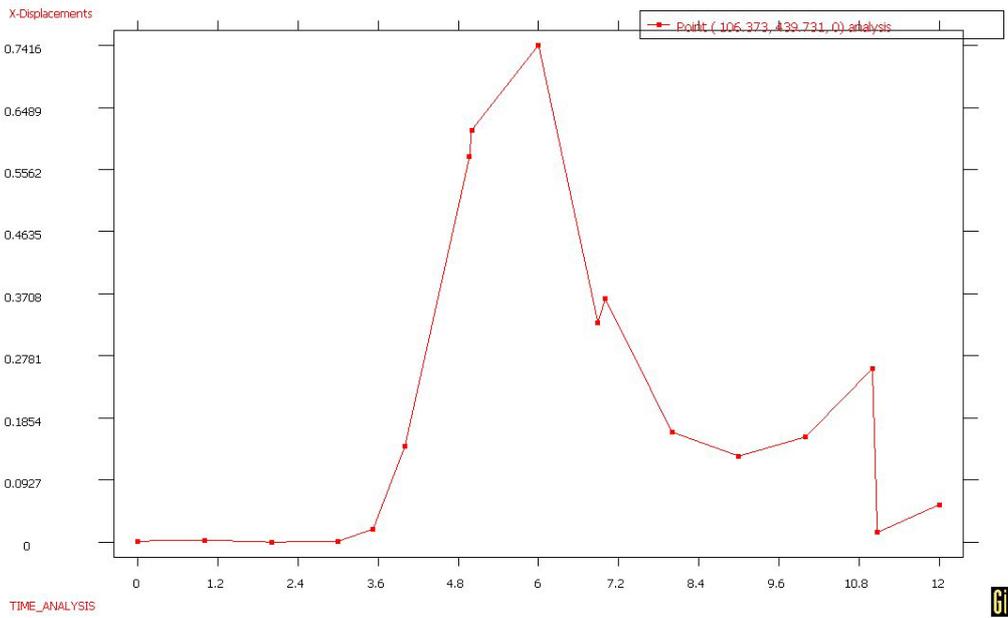


step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 53.1533.

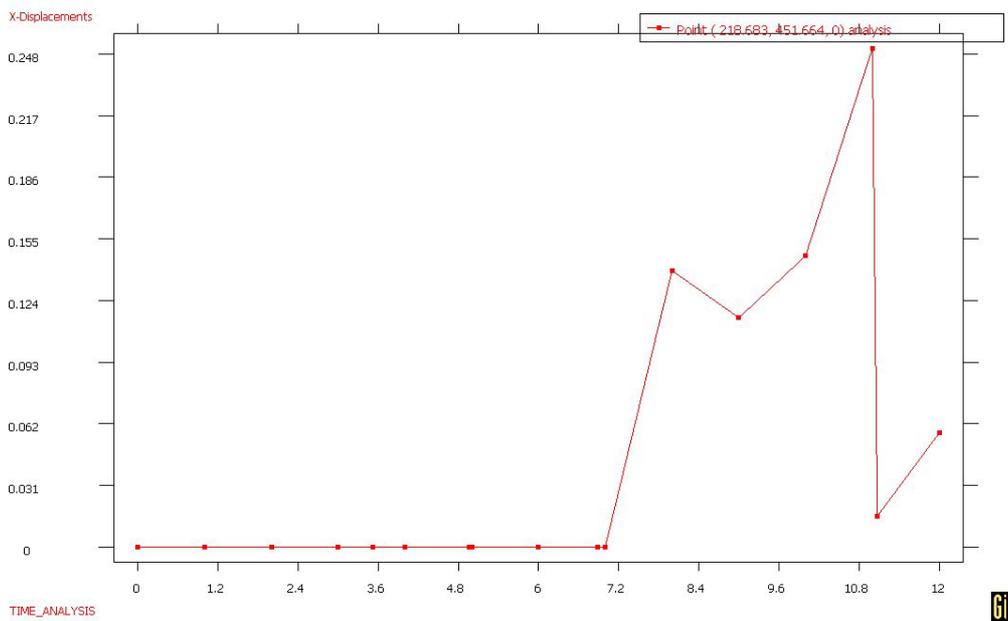


step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 200.

Figura 3.4.10. Desplazamientos vectoriales. Caso $c_u = 40$ kPa



3.4.11.a Gráfico en un punto del centro de la geometría



3.4.11.b Grafico en el punto medio de la capa 6 de sal

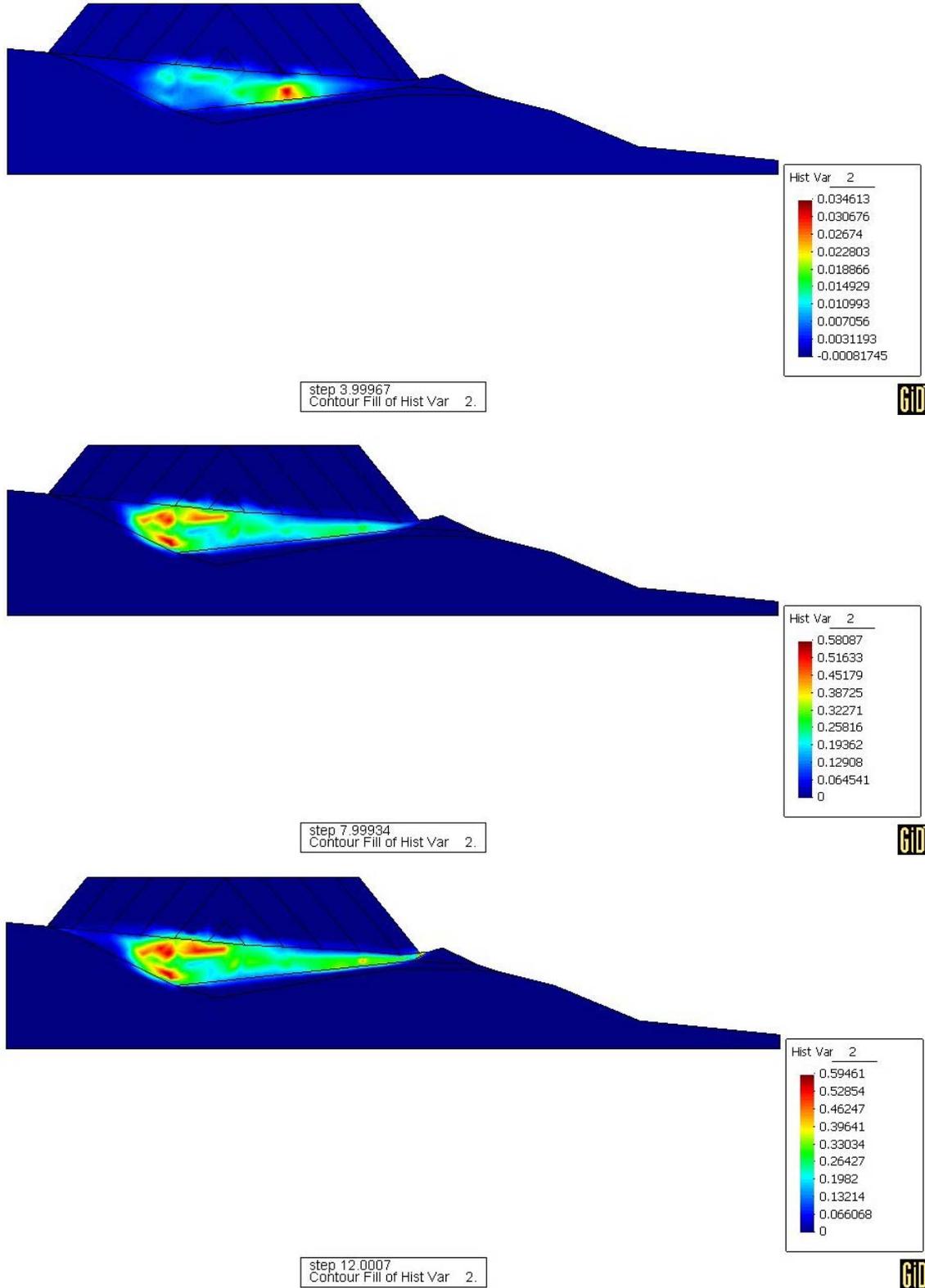


Figura 3.4.12. Deformaciones de corte. Caso $c_u=40\text{kPa}$

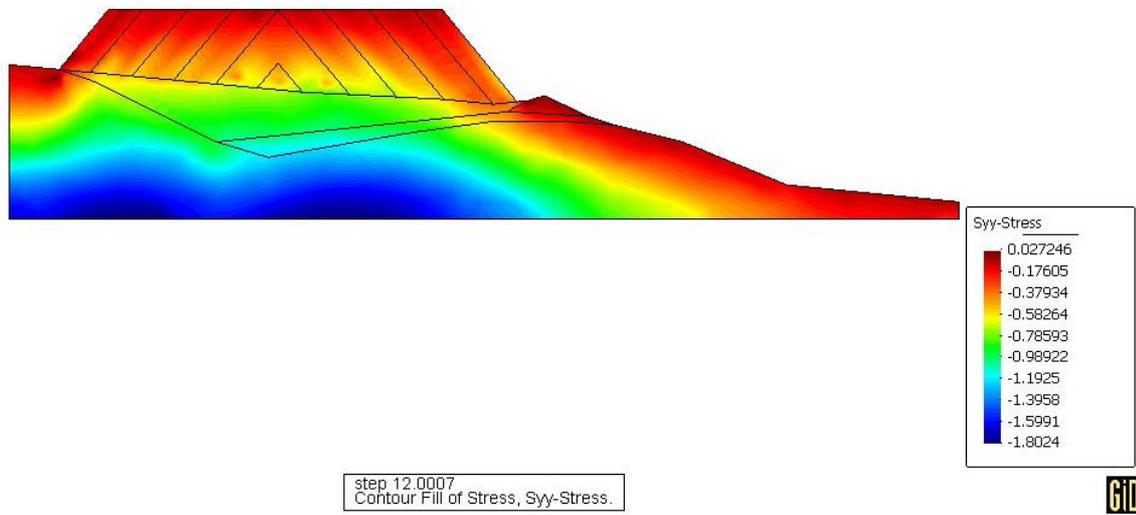


Figura 3.4.13. Mapa de distribución de las tensiones S_{yy} . Caso $c_u = 40$ kPa

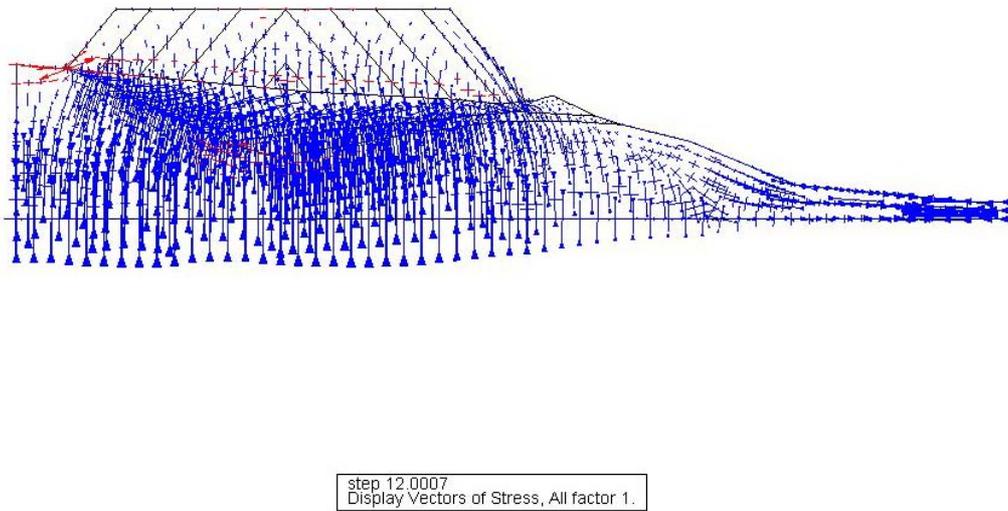


Figura 3.4.14. Tensiones totales en forma vectorial. Caso $c_u = 40$ kPa

Caso3: $c_u = 50$ kPa

Para el caso de $c_u = 50$ kPa se adjuntan los siguientes resultados (figuras 3.4.15 a 3.4.21) .

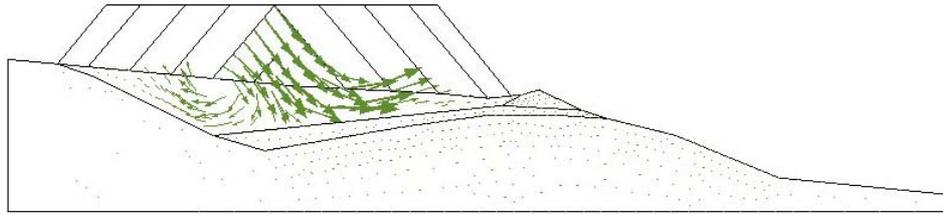
En ellos se puede apreciar también un cambio en las magnitudes de los mismos con respecto a los casos anteriores, pero no existen cambios importantes en los comportamientos.

En este caso, el factor de escala de las figuras 3.4.14 y 3.4.15 es de 276. Si lo comparamos con los casos anteriores en los que los factores de escala eran de 11 y 53, no sólo se observa que cuanto mayor es el c_u menores son los desplazamientos, sino que también hay que destacar que los desplazamientos disminuyen de forma exponencial al aumentar el c_u .

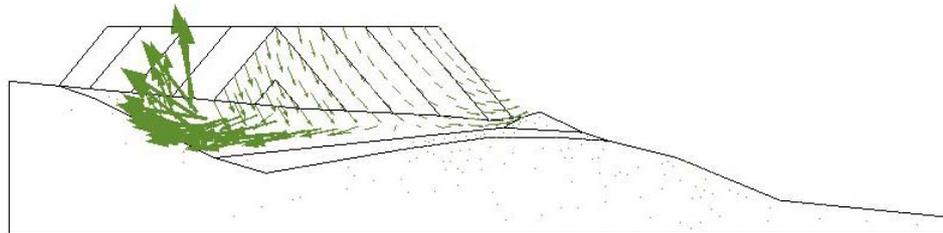
Esto se demuestra con los resultados de la figura 3.4.16; Las puntas de los gráficos de desplazamientos para este caso muestran valores de 0.160 y 0.094 metros que son muy inferiores tanto para el caso 1 como para el 2.

Cabe destacar que la punta de los desplazamientos para las figuras del gráfico “en un punto del centro de la geometría” para los tres casos de resistencia al corte sin drenaje, se da en el mismo paso de tiempo 8ª la 6ª semana); Por lo tanto la rotura se da para cualquier caso de c_u en el mismo episodio de la construcción, al colocarse la 4ª capa salina.

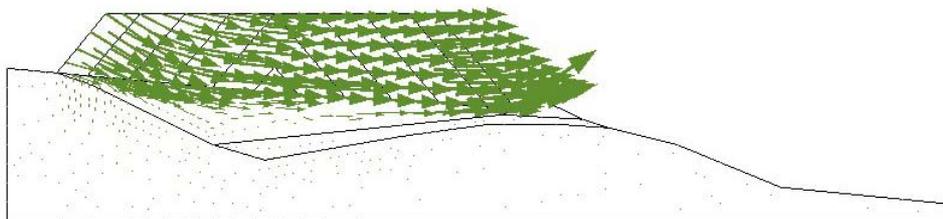
En la figura 3.4.17 se observan valores de deformación de corte máximos para un paso de 8 semanas de -0.118; y en la figura 3.4.18 se observan valores de tensiones S_{yy} máximas de -0.004 MPa .Con lo cual , tanto para las deformaciones de corte como para las tensiones también nos hacemos eco de la exponencialidad de los resultados con respecto a los casos anteriores.



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 276.433.

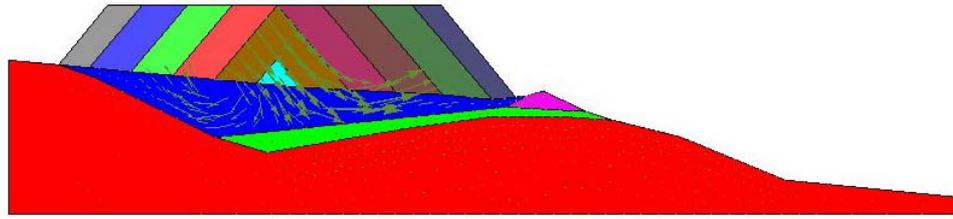


step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 276.433.

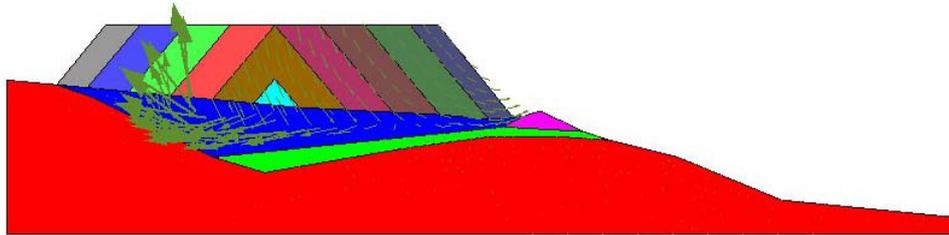


step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 992.957.

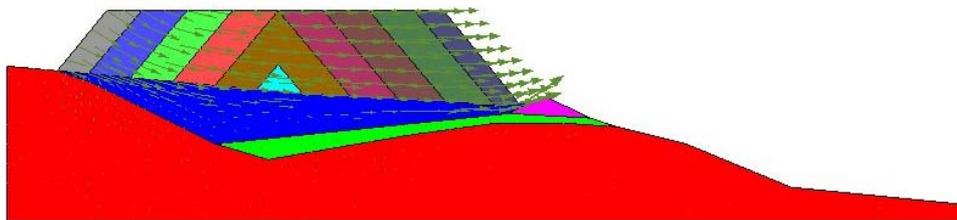
Figura 3.4.15. Desplazamientos vectoriales. Caso $c_u = 50$ kPa



step 3.99967
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 276.433.



step 7.99934
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 276.433.



step 12.0007
Display Vectors of Displacements, |Displacements| factor 500.

Figura 3.4.16. Desplazamientos vectoriales. Caso $c_u = 50$ kPa

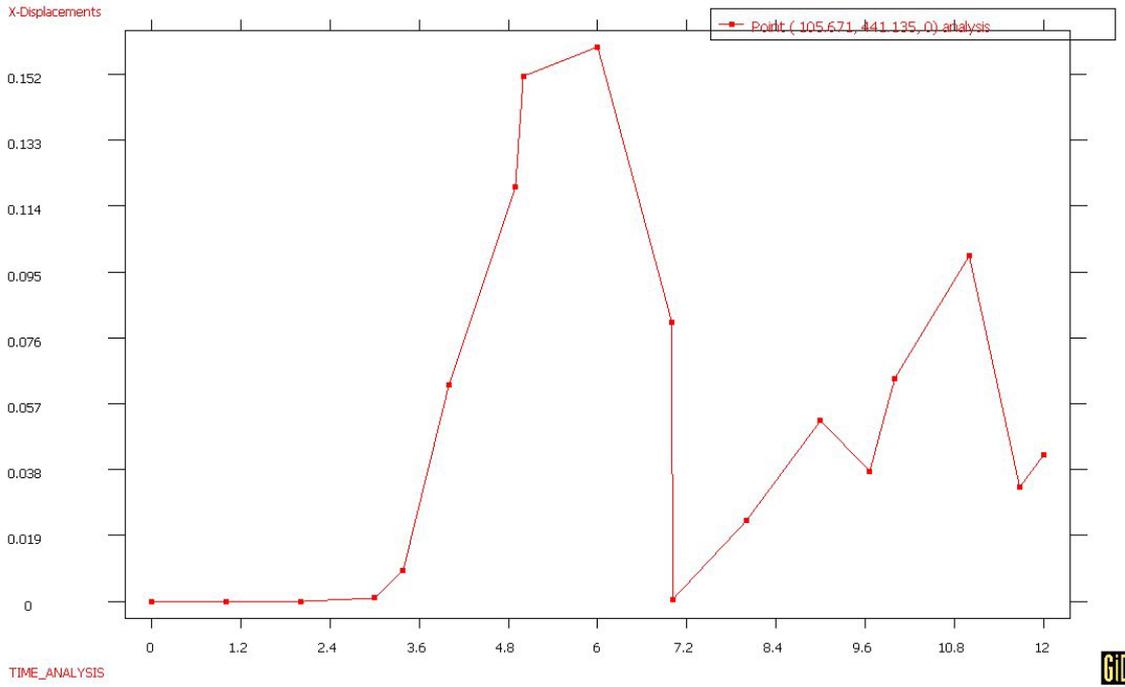


Figura 3.4.17.a Gráfico en un punto del centro de la geometría

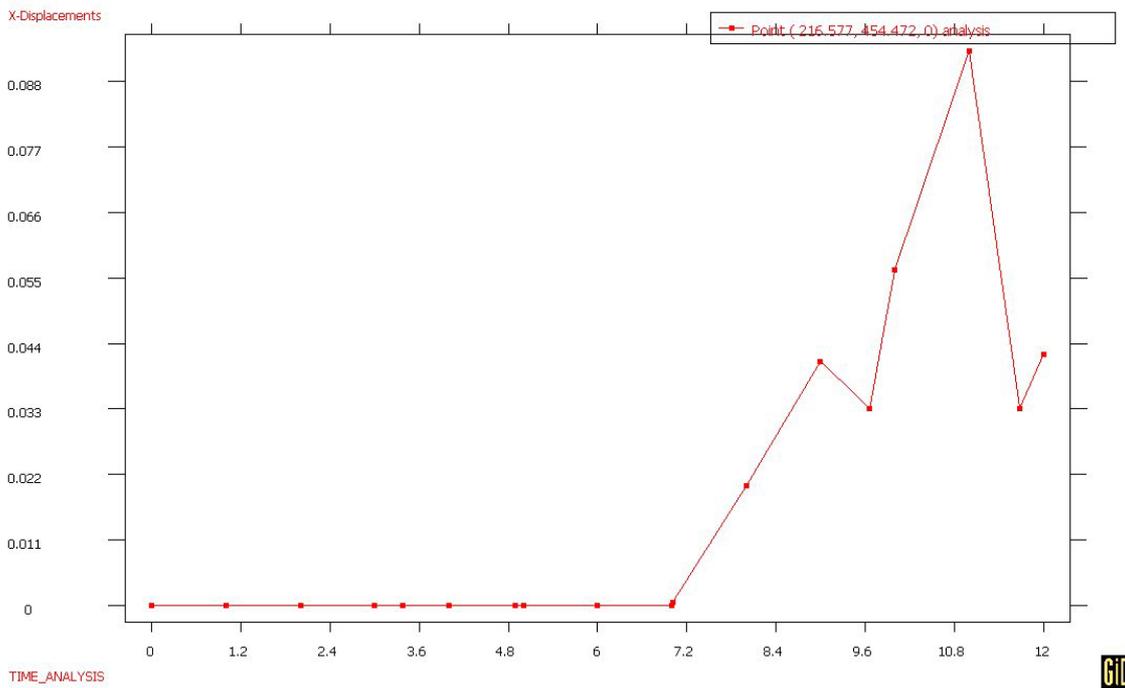


Figura 3.4.17.b Gráfico en el punto medio de la capa 6 de sal

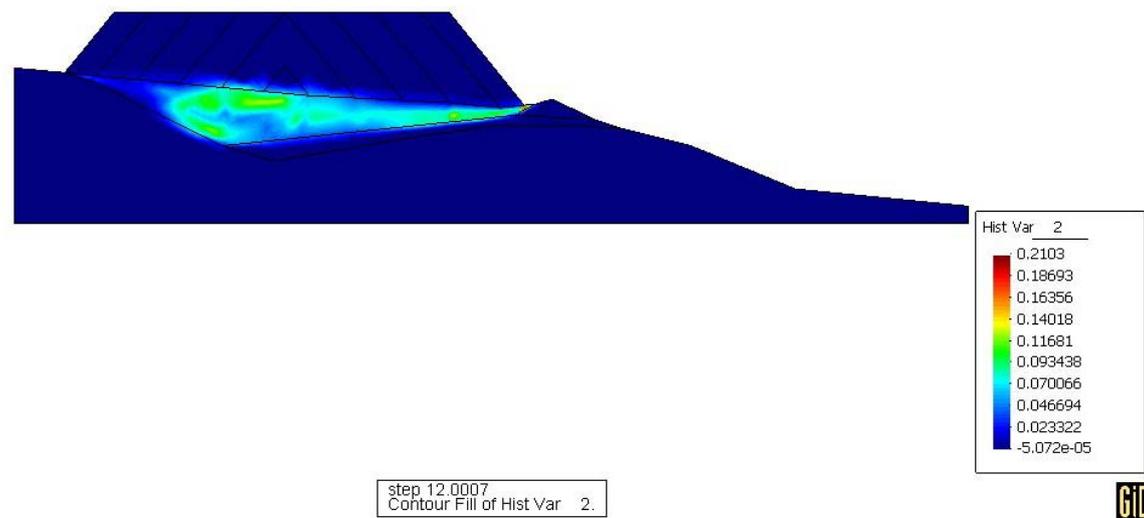
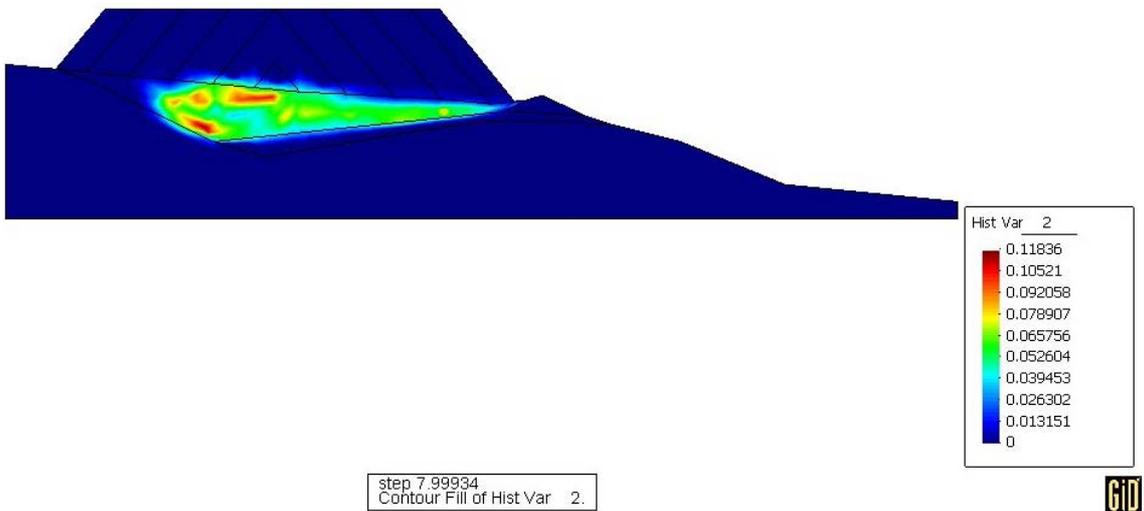
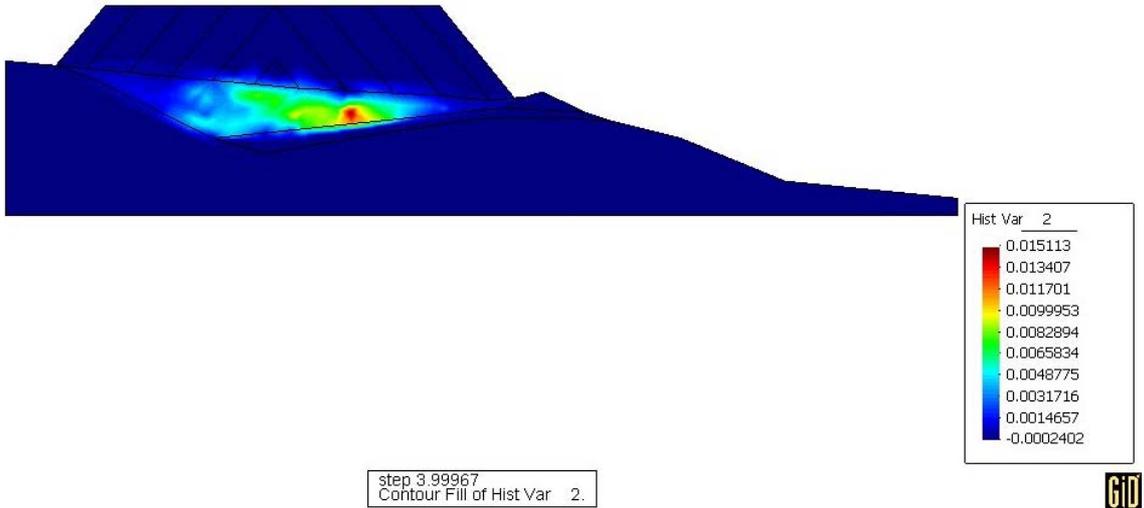


Figura 3.4.18. Deformaciones de corte. Caso $c_u = 50$ kPa

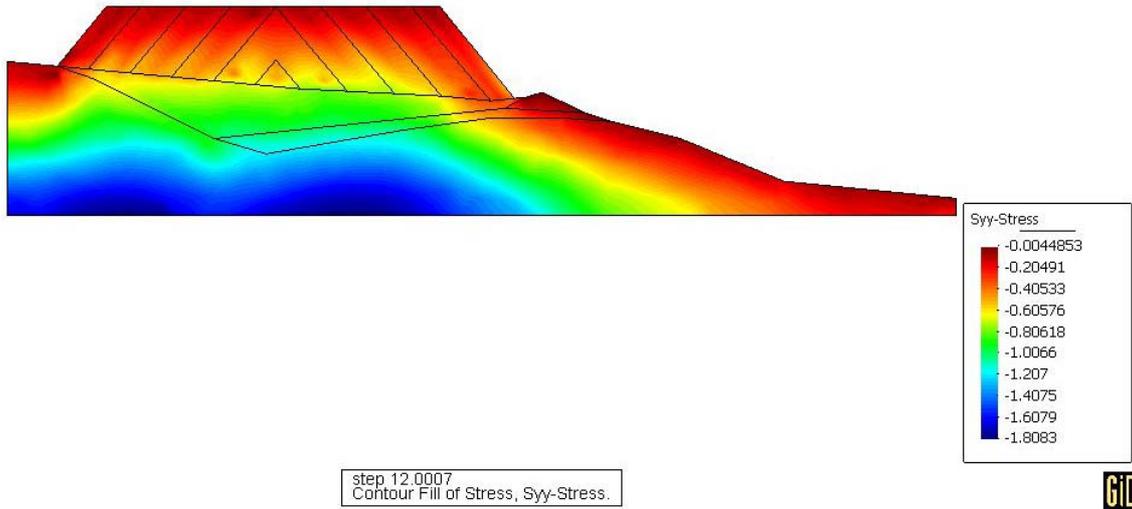


Figura 3.4.19. Mapa de distribución de las tensiones Syy. Caso $c_u = 50$ kPa

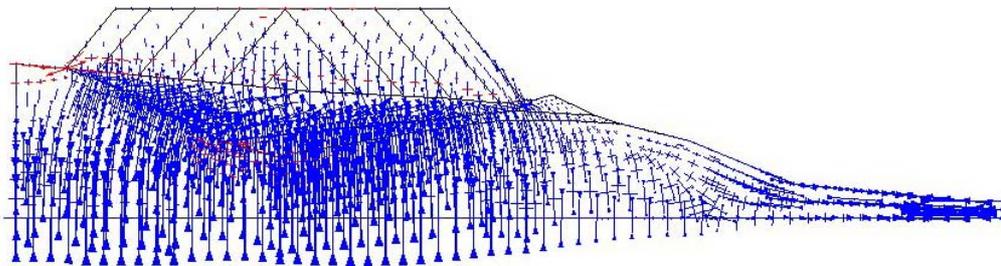


Figura 3.4.20. Tensiones totales en forma vectorial. Caso $c_u = 50$ kPa



La figura 3.4.21 muestra la trayectoria de tensiones en un punto de los lodos, observándose que se supera la tensión de corte de 0.1 MPa ($2 c_u$), lo que es posible al utilizar modelos viscoplásticos de tensión –deformación.

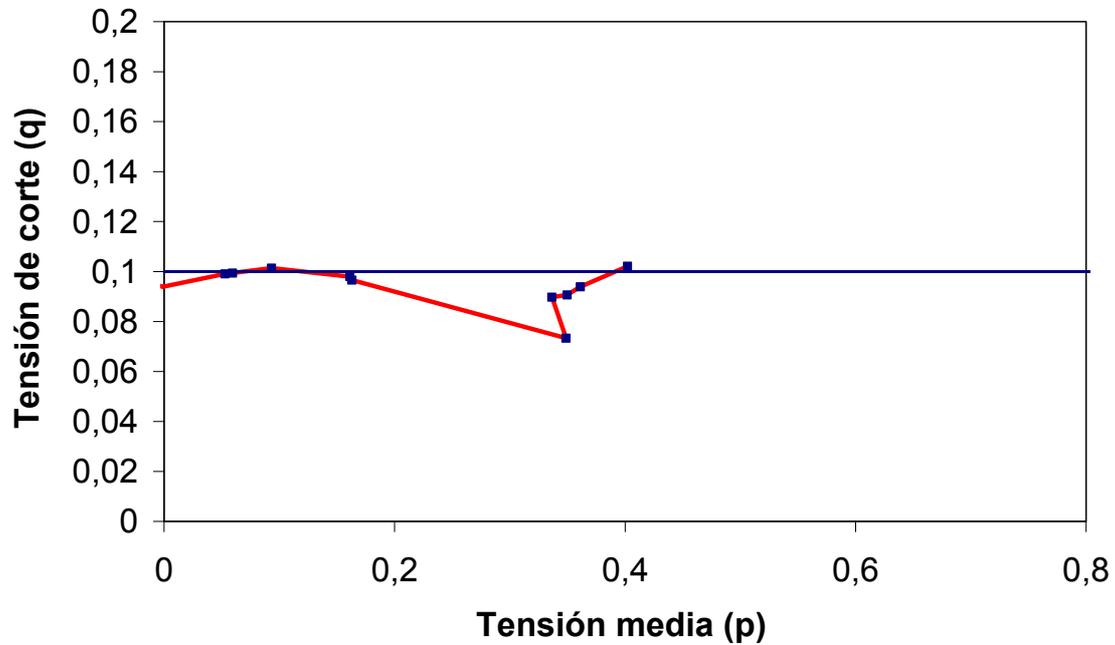


Figura 3.4.21. Trayectorias de tensiones en el plano q-p para un punto de los lodos.
Caso $c_u = 50$ kPa



3.5 Resumen de resultados

A continuación, en la tabla 6 se exponen los resultados para los tres valores de resistencia al corte sin drenaje estudiados, la cual nos permitirá comparar las magnitudes entre un caso y otro de forma clara.

Tabla 6. Resumen resultados

	$c_u=30$ kPa	$c_u=40$ kPa	$c_u=50$ kPa
Ux (m)	0.82	0.248	0.094
Defor. Corte	-2.78	-0.58	-0.118
Syy (MPa)	-0.08	-0.027	-0.004

Donde:

Ux son los desplazamientos máximos en el eje horizontal sobre un punto de la capa 6.

Defor. Corte es la deformación de corte máxima para un paso de tiempo de 8 semanas.

Syy son las tensiones máximas en la dirección y, en un paso de tiempo de 12 semanas.

La figura 3.5.1, presenta los resultados de los desplazamientos máximos de forma gráfica. En ella se puede ver cómo se sigue una misma tendencia con respecto del efecto que se produce al cambio de c_u para dos puntos diferentes de la geometría; así como la diferencia de magnitudes al variar el c_u en un mismo punto.

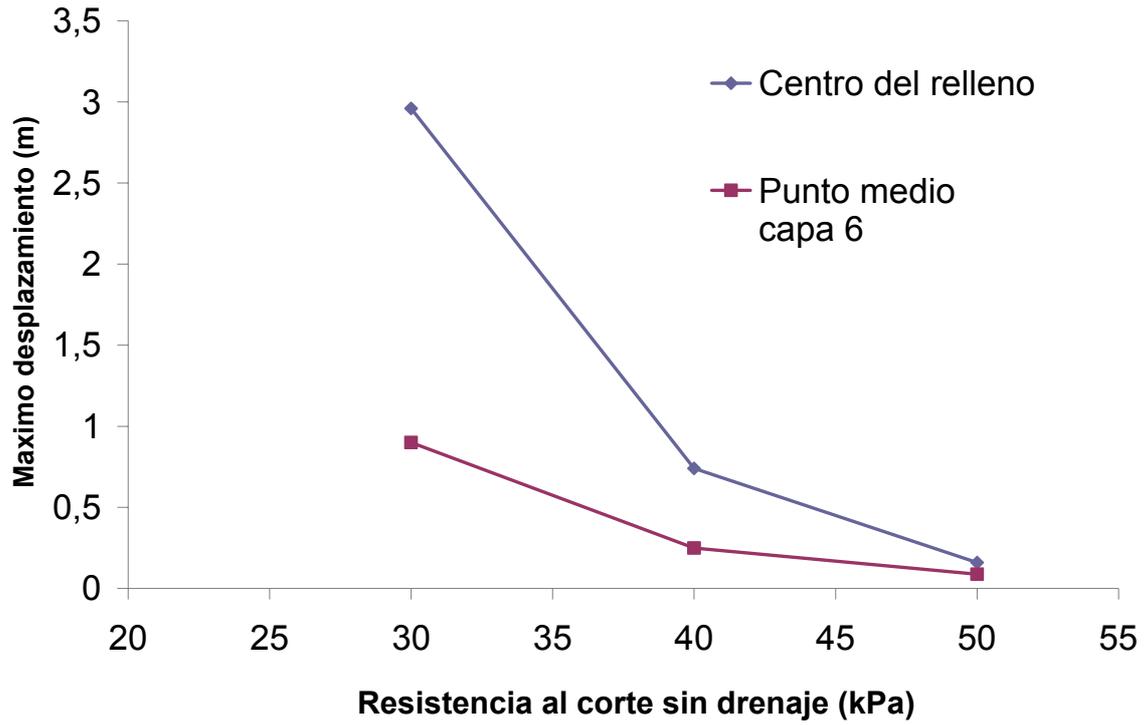


Figura 3.5.1. Resumen resultados: máximos desplazamientos-resistencias al corte sin drenaje consideradas



CAPÍTULO 4. Análisis numérico para otras disposiciones de vertido

4.1. Introducción

Se ha analizado la posible rotura de la escombrera que se pueda construir sobre los lodos saturados mediante elementos finitos en la hipótesis de trabajo de rotura en condiciones no drenadas. Esta hipótesis es la más conservadora y permite realizar el cálculo en términos de tensiones totales y se supone que el terreno tiene una resistencia constante e igual a la resistencia al corte sin drenaje, también llamada cohesión no drenada. La rotura no drenada se ha estudiado, en el capítulo anterior para el caso de una construcción con capas inclinadas a ambos lados, disposición que refleja bastante bien el proceso real de vertido de los materiales salinos.

En este capítulo nos vamos a centrar en analizar otras disposiciones de vertidos, quizás no tan realistas como la anterior pero también interesantes de estudio, con la misma hipótesis de trabajo de rotura no drenada.

Se han considerado concretamente dos disposiciones; La primera de ellas coloca las capas de sal horizontalmente sobre la balsa de lodos (situación poco probable), y la segunda las dispone de forma inclinada a un lado (hipótesis más realista que la horizontal, pero menos que la inclinada a ambos lados).

Para estos dos nuevos casos, al igual que se hizo para las capas inclinadas a ambos lados, se ha utilizado una formulación viscoplastica para determinar las deformaciones irreversibles combinada con una ley de comportamiento elástica. Esto implica que los movimientos calculados son cualitativos, y en general permiten comparación entre los casos analizados pero no constituyen valores predictivos.



4.2. Análisis no drenado con capas de sal horizontales

La figura 4.2.1 muestra la geometría considerada. La capa de lodos se representa en una zona de vaguada del terreno real. Sobre los lodos se construyen una serie de capas de relleno salino empezando por dos capas que regularizan la pendiente y posteriormente se va simulando la construcción de capas horizontales de relleno. La tabla 7 muestra la evolución de la geometría a medida que se van construyendo las capas de la escombrera.

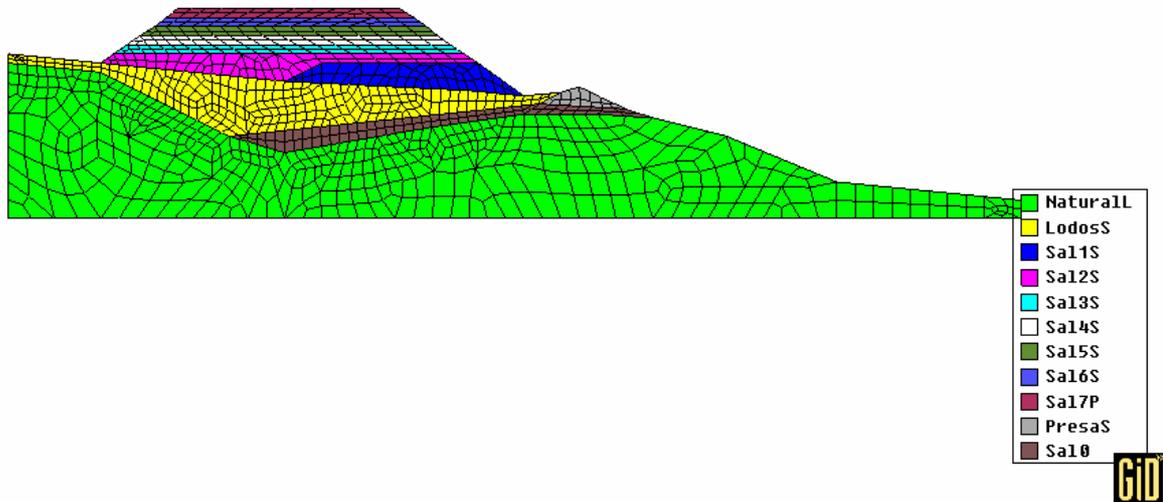


Figura 4.2.1. Geometría considerada para el caso de construcción de la escombrera mediante capas horizontales.



Tabla 7. Etapas constructivas consideradas

0-10: Estabilización de tensiones in situ

10-30: Construcción de 15 m

30-40: Construcción de 5 m

40-50: Construcción de 5 m

50-60: Construcción de 5 m

60-70: Construcción de 5 m

70-80: Construcción de 5 m

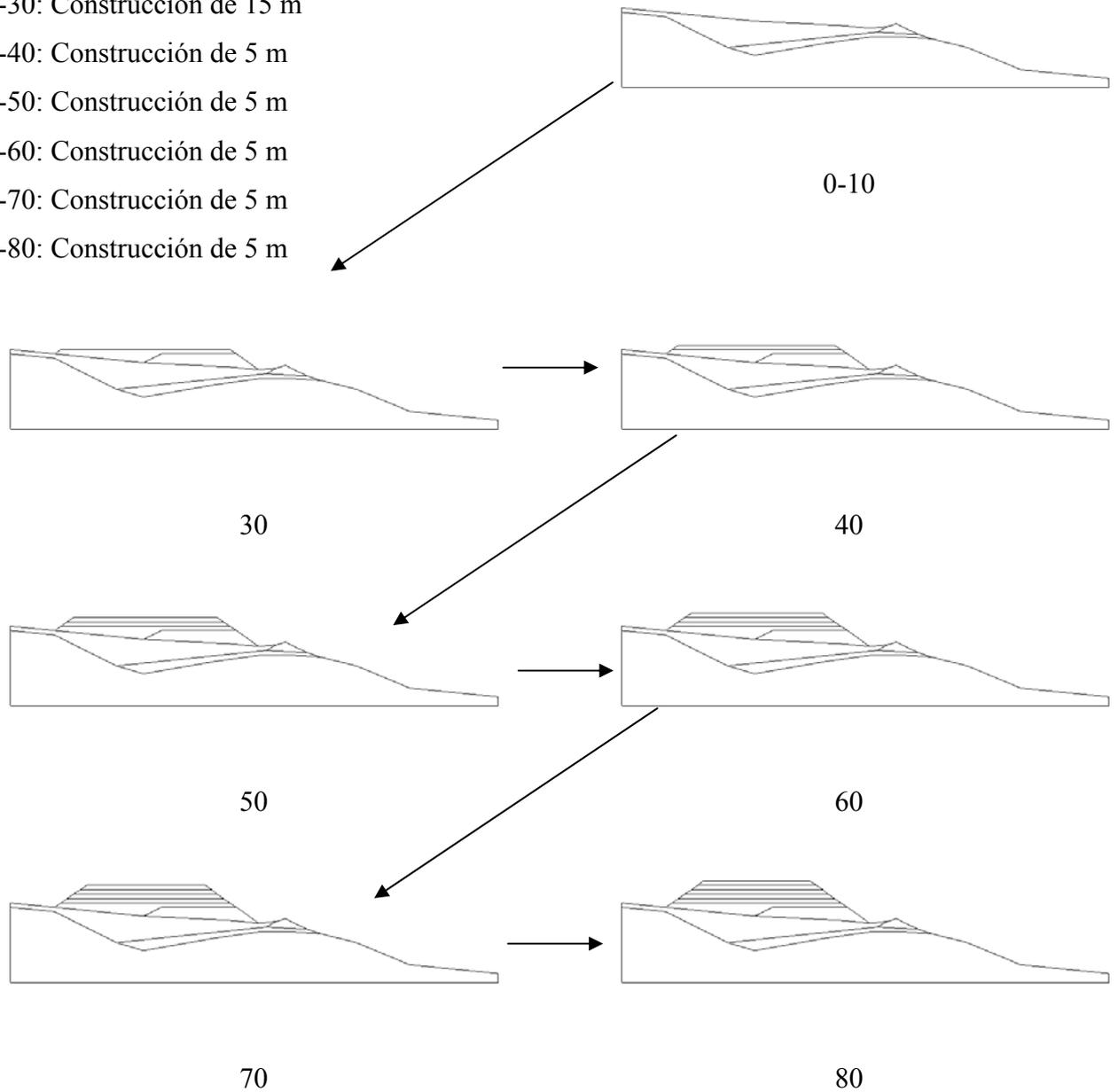


Tabla 8. Propiedades de los materiales

	E (MPa)	Poisson (-)	Cu (kPa)	Otros
Natural	5000	0.3	-	-
Lodos	50	0.49	30, 40, 50	-
Sal	1000	0.3	-	Fluencia para la sal
Presa	1000	0.3		M=1.2, ...

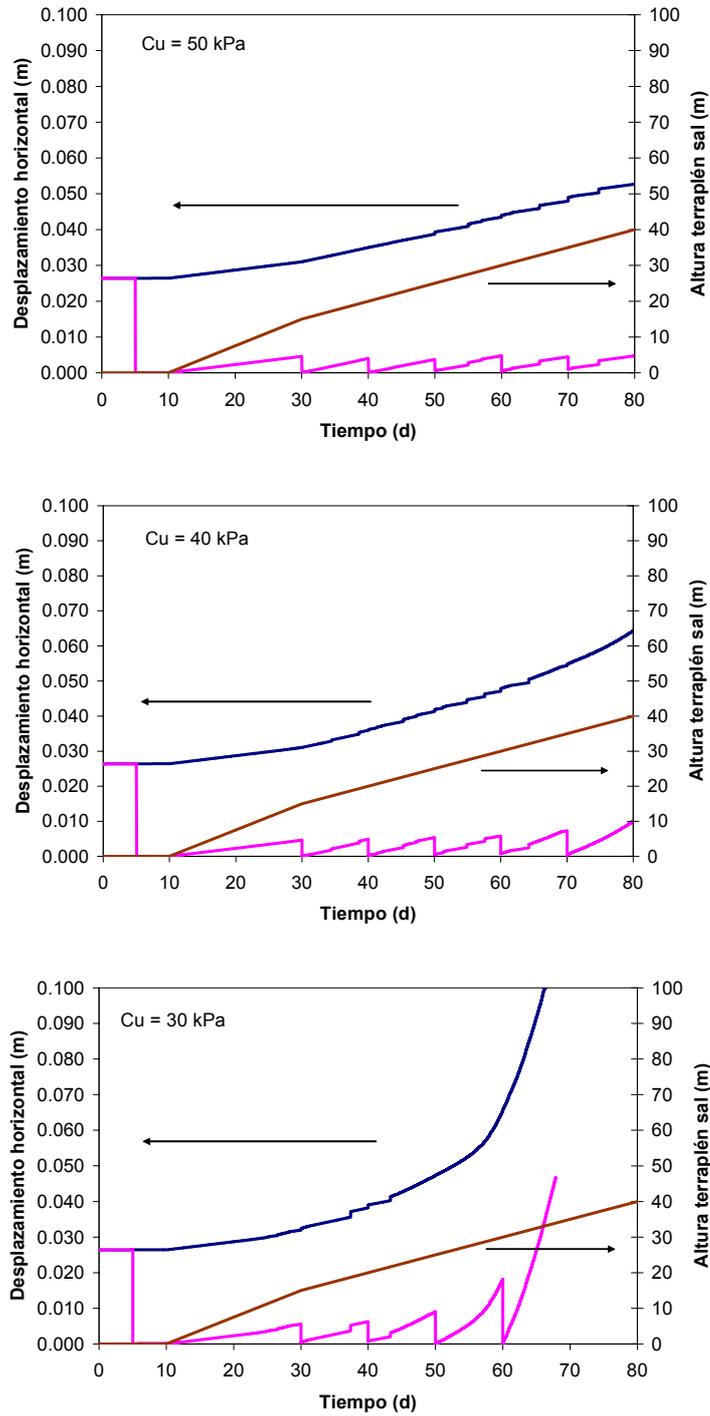


Figura 4.2.2. Evolución del desplazamiento horizontal en función del tiempo para 50, 40 y 30 kPa de resistencia al corte sin drenaje (casos no drenados)

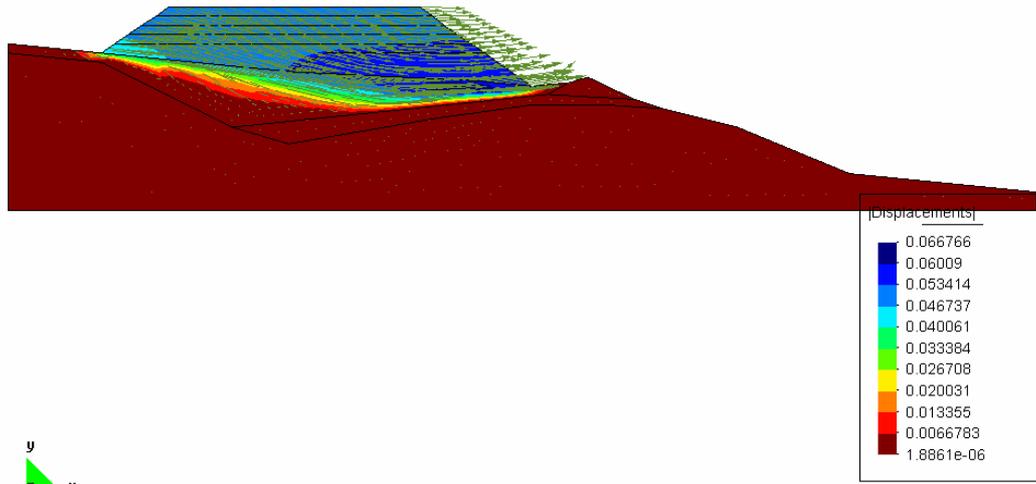


Figura 4.2.3. Desplazamientos a 68.5 días (incremental desde 60 d) para el caso de 30 kPa de resistencia al corte sin drenaje (caso no drenado)

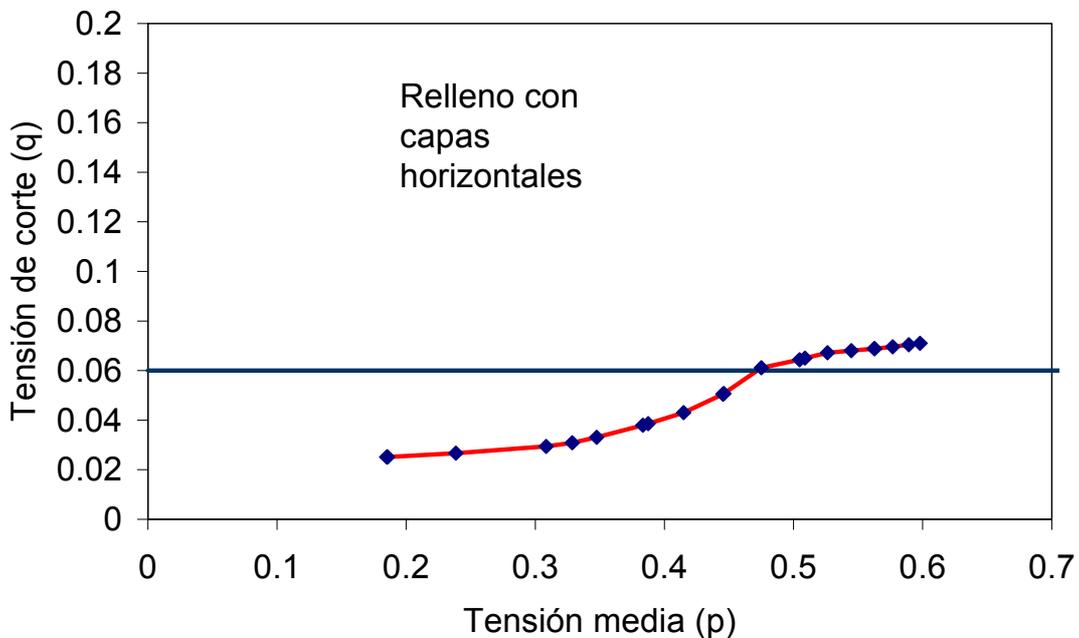


Figura 4.2.4. Trayectoria de tensiones en el plano q-p' para un punto de los lodos (caso no drenado)

La figura 4.2.3 muestra la distribución de desplazamientos en el momento de la rotura, que corresponde a una altura de relleno de unos 30 m. En la figura 4.2.4 se muestra la trayectoria de tensiones en un punto de los lodos, observándose que se supera la tensión de corte de 0.06 MPa ($2c_u$) lo que es posible al utilizar modelos viscoplasticos de tensión-deformación. Aunque se pueden construir algunas capas, se alcanza la rotura antes de llegar a la cota máxima.



4.3. Análisis no drenado con capas de sal inclinadas

Como continuación a los análisis anteriores se ha considerado la construcción por capas según la geometría de la figura 4.3.1. Se trata de construir capas inclinadas empezando por una pila de forma triangular y continuando hacia la derecha. Se consideran condiciones no drenadas con resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa (alternativamente se ha calculado el caso con resistencia al corte sin drenaje de 50 kPa).

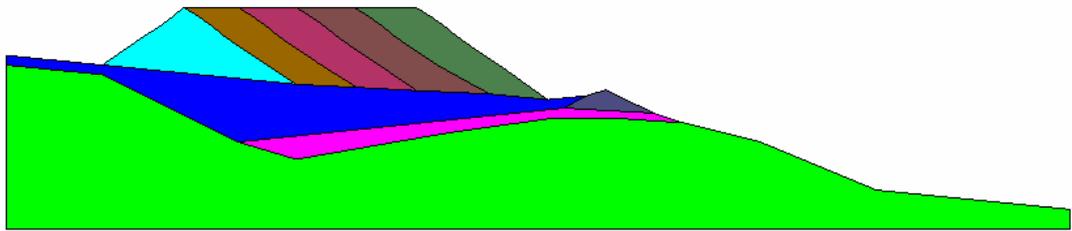


Figura 4.3.1. Geometría para la construcción de la escombrera con capas inclinadas

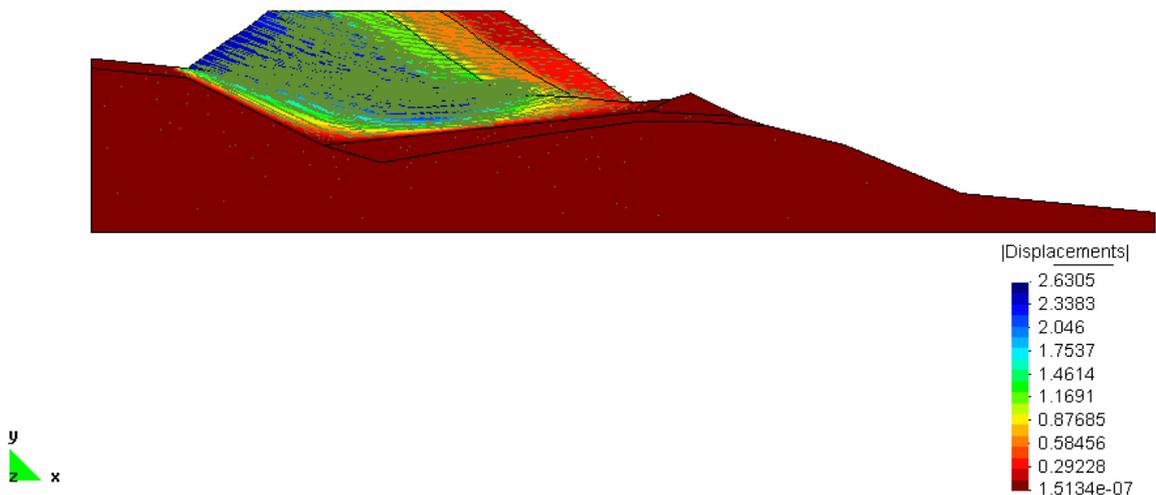


Figura 4.3.2. Desplazamientos totales en rotura para el caso de construcción de la escombrera con capas inclinadas (caso no drenado)

La figura 4.3.2 muestra los desplazamientos al final de la construcción de todas las capas, que naturalmente da lugar a unos desplazamientos superiores a 2 m. En realidad la rotura es anterior, tal como demuestra la Figura 4.3.3. Los desplazamientos se



aceleran a los 10 días aproximadamente que corresponde al final de la construcción de la pila triangular. En esta figura se muestra el caso con resistencia de 50 kPa que también tiene unos desplazamientos importantes y que probablemente tendría una situación de inseguridad límite. Las figuras 4.3.4 y 4.3.5 muestran las deformaciones plásticas de corte y la trayectoria de tensiones en los lodos, respectivamente. La trayectoria indica que la rotura se alcanza muy pronto, es decir, al construir la pila triangular.

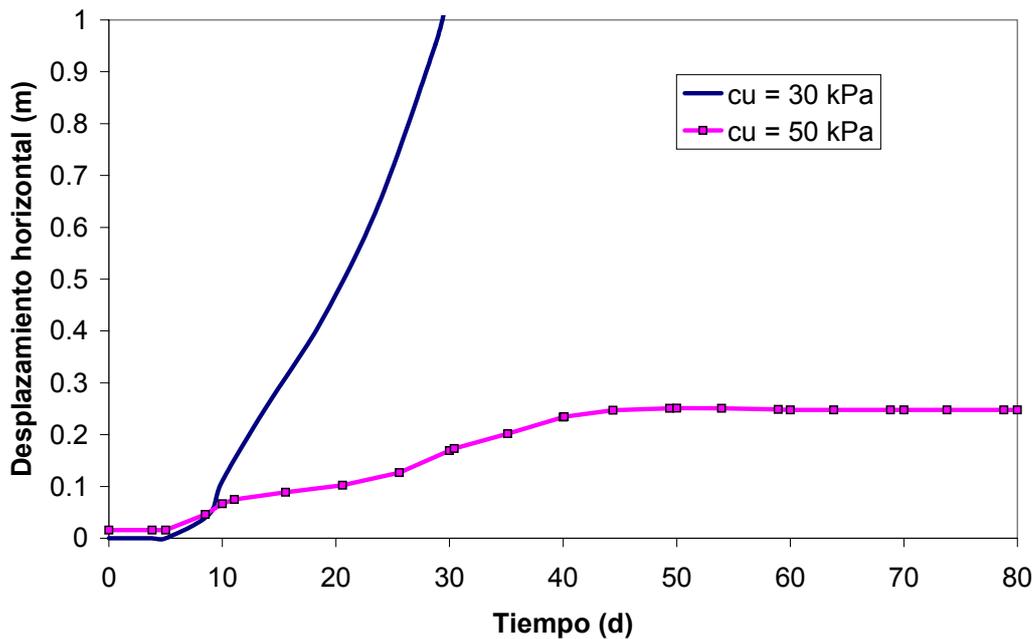


Figura 4.3.3. Desplazamiento horizontal en los lodos bajo la zona de vertido inicial. Se ha incluido también el caso con una resistencia al corte sin drenaje de 50 kPa (casos no drenados).

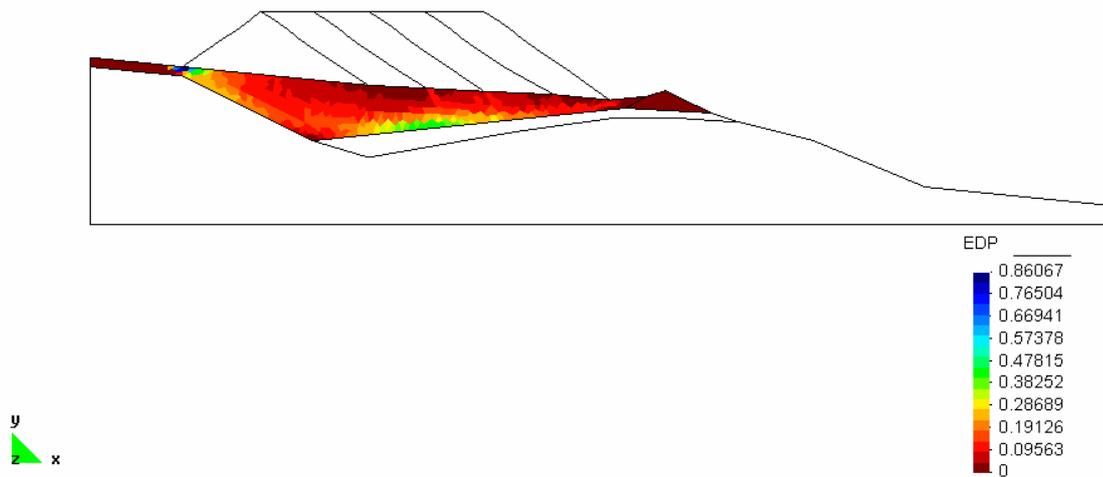


Figura 4.3.4. Deformación de corte acumulada en los lodos debido a la rotura en condiciones no drenadas (caso no drenado)

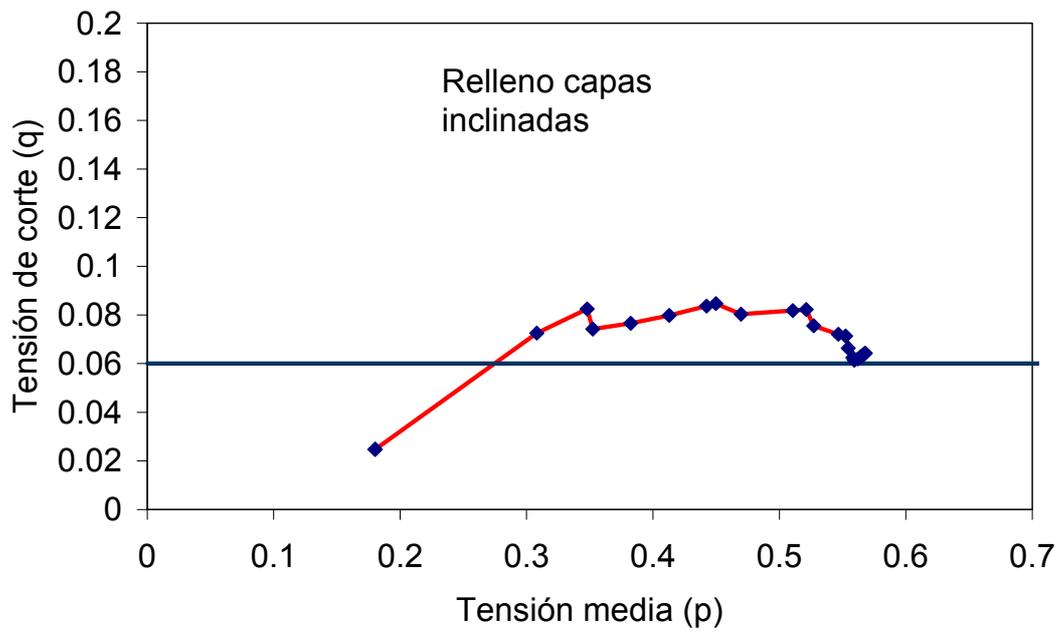


Figura 4.3.5. Trayectoria de tensiones en el plano q-p' para un punto de los lodos (caso no drenado)



CAPÍTULO 5. Efecto del drenaje y la consolidación

5.1. Introducción

Si los lodos se consideran permeables se pueden hacer dos tipos de análisis:

- Completamente drenado suponiendo que la presión del agua se disipa rápido. Esta hipótesis no es realista dadas las características propias de un lodo.
- Análisis acoplado flujo-deformación considerando la permeabilidad de los lodos.

Para ilustrar el tipo de análisis se presentan dos ejemplos, para el caso de capas inclinadas hacia un lado.

En estos dos casos, también se ha utilizado una formulación viscoplástica para determinar las deformaciones irreversibles combinada con una ley de comportamiento elástica.

En los casos no drenados (capítulos 3 y 4) se ha tomado una superficie de rotura de resistencia constante e igual al valor de la resistencia al corte sin drenaje. En este capítulo, para los casos drenados y acoplados se ha considerado una superficie de fluencia en forma de elipse habitual en los modelos de tipo Cam-Clay o de estado crítico para suelos arcillosos.



5.2. Análisis drenado para disposición de capas salinas inclinadas hacia un lado

Para mostrar que el drenaje es importante y su ausencia la responsable de los problemas de inestabilidad, se ha analizado el caso drenado en el caso de construcción de capas inclinadas. En este caso es mejor representar los lodos mediante un modelo de estado crítico de forma que se puede representar el endurecimiento debido a la consolidación. Este modelo se expresa de la siguiente forma:

$$q^2 = M^2 (p_o - p') p' \quad dp_o = p_o \frac{1+e_o}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p$$

y se han utilizado los siguientes parámetros:

Tabla 9. Parámetros utilizados.

Parámetro	Po (MPa)	M	($\lambda - \kappa$)	E (MPa)	Poisson
Valor	0.14	1	0.1	50	0.3

La consolidación de los lodos produce tanto movimientos horizontales como verticales (Figura 5.2.1). Los horizontales en los lodos son importantes (Figura 5.2.2) pero se estabilizan, lo que no ocurría en el caso no drenado con 30 kPa de resistencia al corte sin drenaje.

La trayectoria de tensiones (Figura 5.2.3) en el plano p' - q refleja el endurecimiento del material y cómo dicha trayectoria se mantiene en la zona de compresión del material (no en la de dilatancia). Este caso refleja el comportamiento en caso de instalar drenes en los lodos que garanticen un drenaje muy rápido del agua de forma que las presiones intersticiales aumenten de forma despreciable.

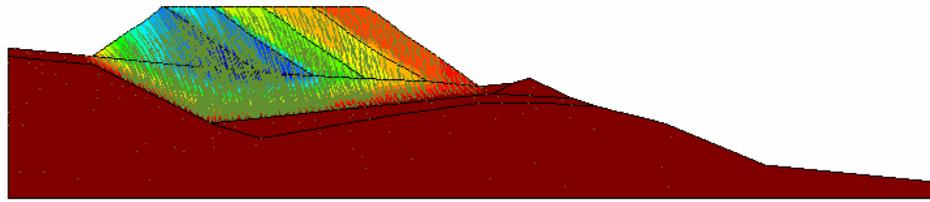


Figura 5.2.1 Desplazamientos totales en rotura para el caso de construcción de la escombrera con capas inclinadas (caso drenado).

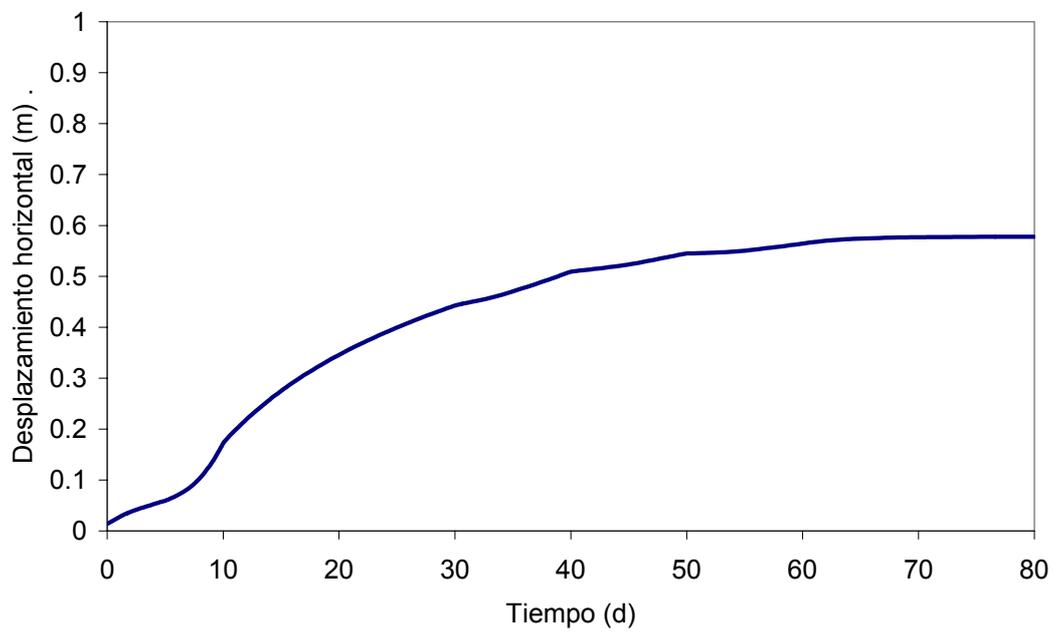


Figura 5.2.2. Desplazamiento horizontal en los lodos bajo la zona de vertido inicial (caso drenado)

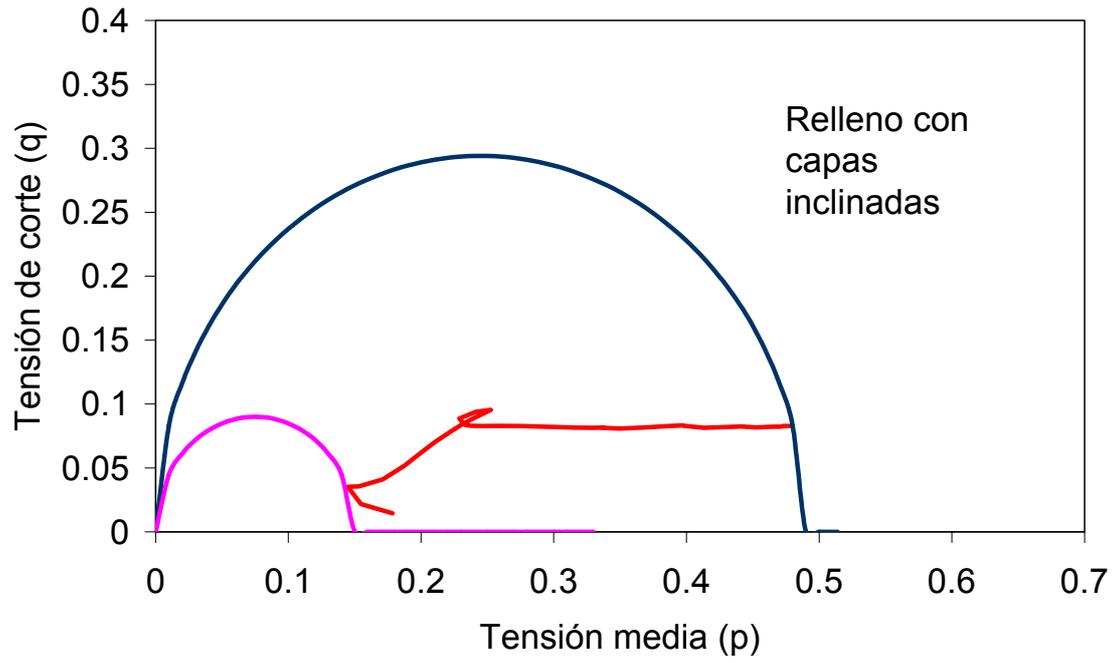


Figura 5.2.3. Trayectoria de tensiones en el plano q - p' para un punto de los lodos (caso drenado)



5.3. Análisis acoplado deformación flujo para disposición de capas salinas inclinadas hacia un lado

Los dos casos anteriores son extremos: no drenado y drenado. La saturación real será intermedia. Para estudiar dicha situación se han realizado tres análisis en condiciones acopladas considerando 3 escalas de tiempo diferentes. Para el análisis acoplado se ha considerado una permeabilidad de los lodos de 10^{-16} m^2 que corresponde a 10^{-9} m/s . Se han construido la pila y la primera capa inclinada en un total de 190 días, 190 semanas o 190 meses, respectivamente en tres casos diferentes para analizar la influencia del tiempo. Los desplazamientos se muestran en la Figura 5.3.1 y una variable ($3P_o$) que refleja en endurecimiento del material en la figura 5.3.2.

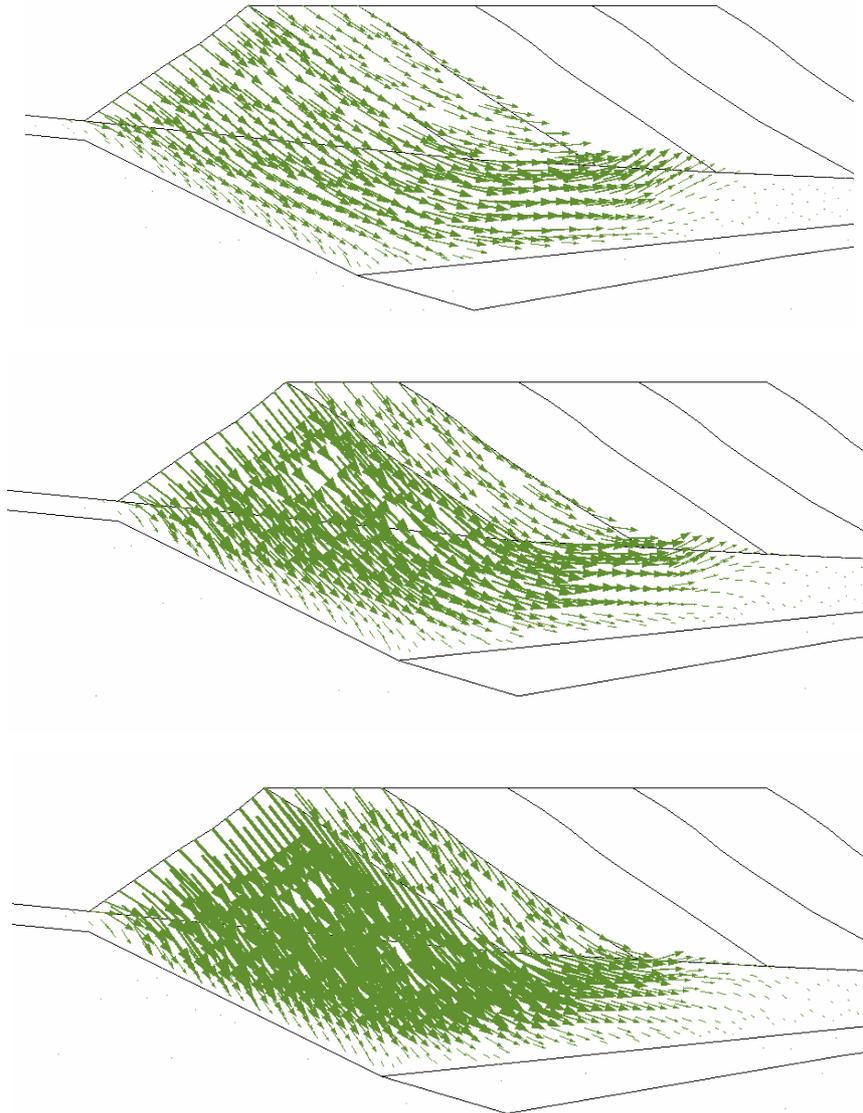


Figura 5.3.1. Desplazamientos para los casos analizados con 190 días (rápido), 190 semanas (lento) y 190 meses (muy lento) al final de la colocación de la 2ª etapa

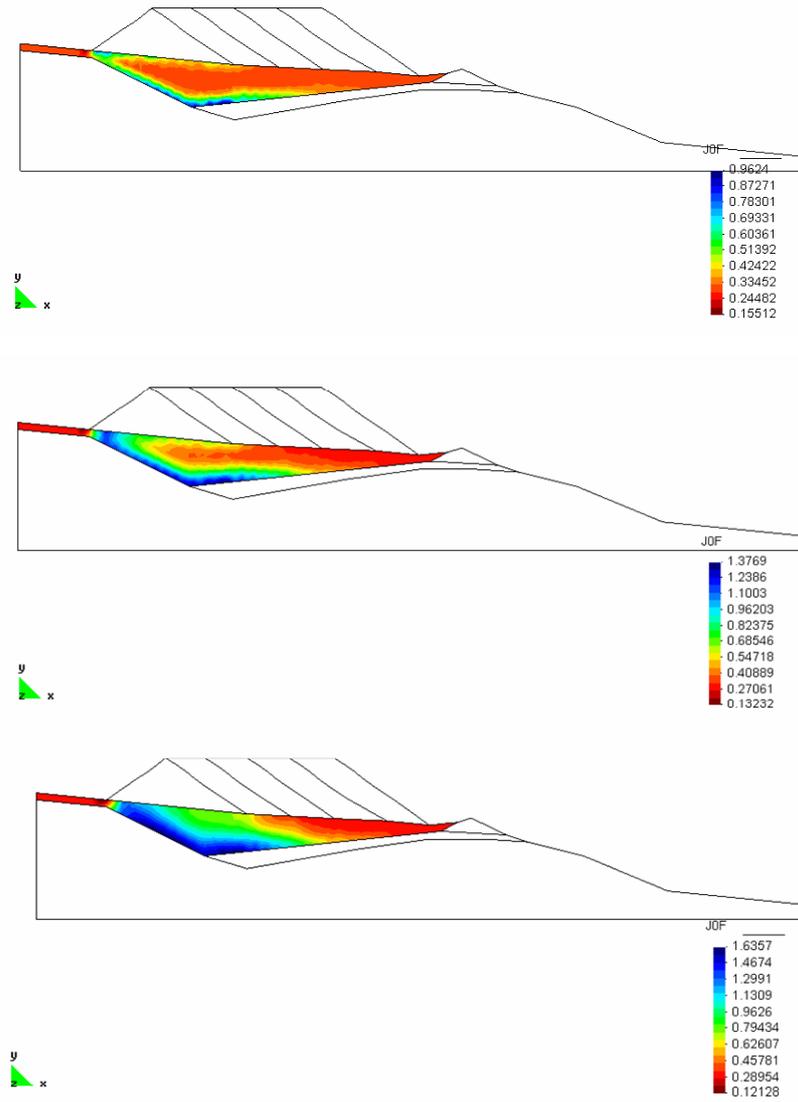


Figura 5.3.2. Endurecimiento del terreno ($JOF=3Po$, siendo Po la presión de preconsolidación) para los casos analizados con 190 días (rápido), 190 semanas (lento) y 190 meses (muy lento) empleado en la colocación de la 1ª y 2ª etapa.

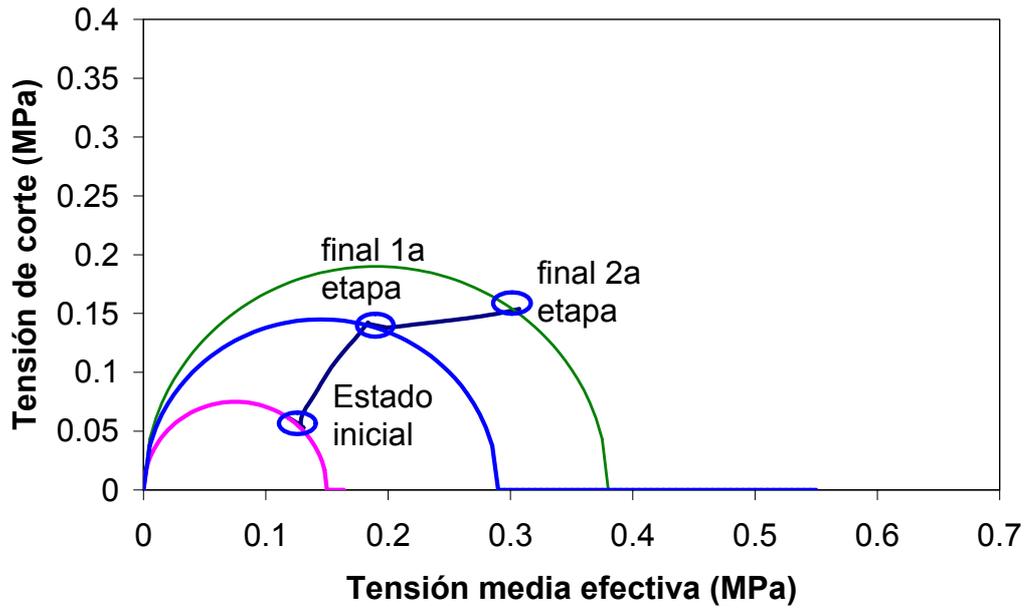


Figura 5.3.3. Trayectoria de tensiones en el caso de construcción muy lenta.

Si se considera el caso muy lento aceptable en el sentido que al ser lento se produce la consolidación, se puede concluir que se necesita una permeabilidad mayor en el terreno o bien una longitud de drenaje inferior.

Finalmente se muestran los desplazamientos y el endurecimiento del terreno en el caso de construcción muy lenta.

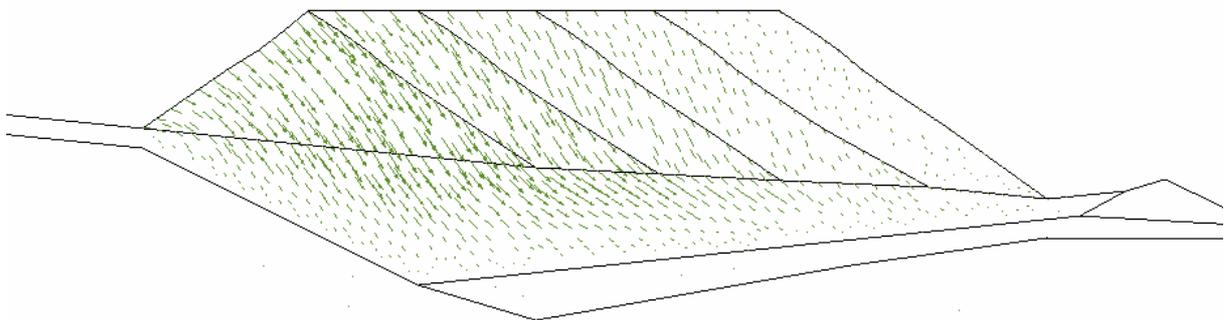


Figura 5.3.4. Desplazamientos finales en el caso de construcción muy lenta.

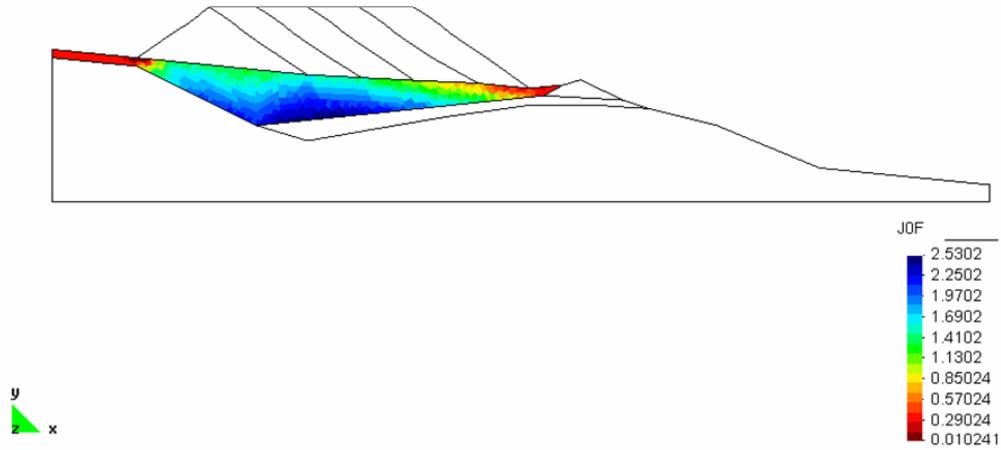
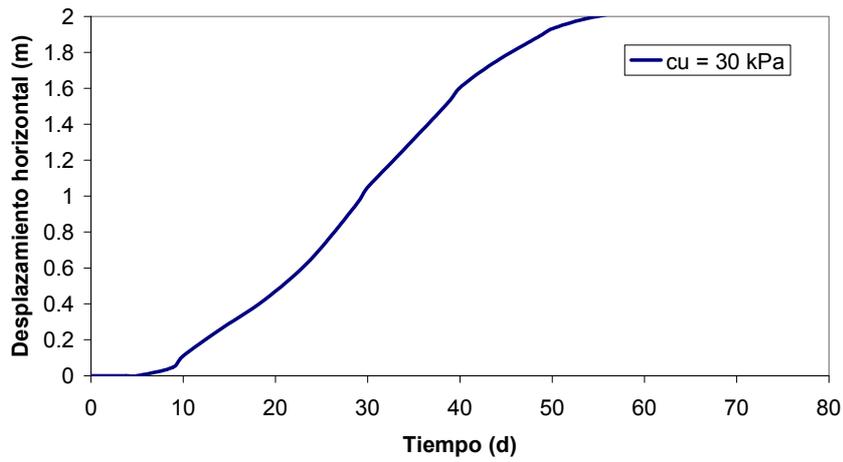
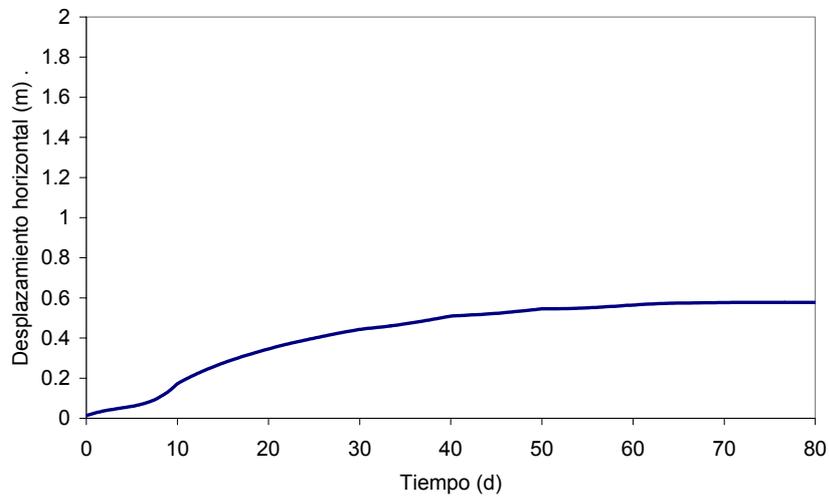


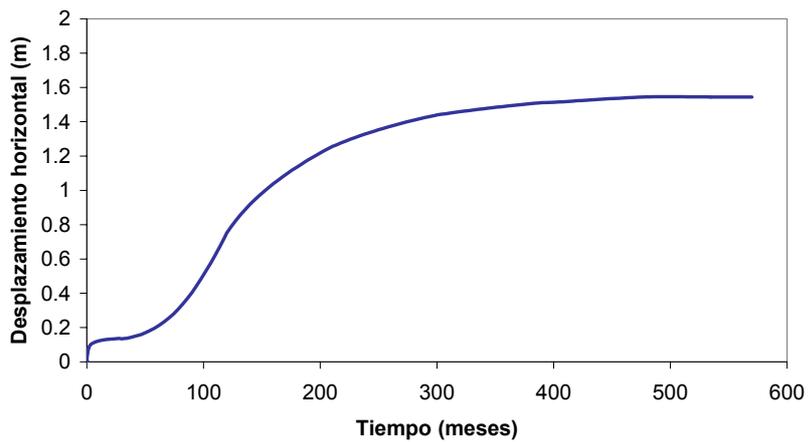
Figura 5.3.5. Endurecimiento del terreno ($JOF=3P_o$, siendo P_o la presión de preconsolidación) para el caso analizado construcción muy lenta. Final de la construcción de la escombrera.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.3.6. Comparación de movimientos horizontales en un punto de los lodos (bajo pila triangular) para: (a) caso no drenado, (b) caso drenado (equivale a permeabilidad infinita) y (c) caso acoplado muy lento (tiempo en meses).



La figura 5.3.6 muestra la comparación de la evolución de desplazamientos horizontales en los diferentes casos estudiados: no drenado (con 30 kPa de resistencia al corte sin drenaje), drenado (con modelo cam-clay) y acoplado muy lento (modelo cam-clay y escala de tiempo lenta para permitir disipación de presiones de agua). Como puede verse, la escala de tiempo muy lenta es todavía insuficiente para conseguir que las condiciones se asemejen al caso totalmente drenado.

Para mejorar la resistencia de los lodos hay dos opciones, cargar lentamente o acelerar la disipación de presiones. Lo último se consigue con drenes que reducen la distancia de drenaje y por tanto permiten reducir el tiempo de carga. Para conseguir un factor de reducción de tiempos de 100 se requiere:

$$100 = \frac{h^2}{(e/2)^2} \rightarrow e = 2\sqrt{\frac{40^2}{100}} = 4 \text{ m}$$

y para conseguir un factor de reducción de tiempos de 1000 se requiere:

$$1000 = \frac{h^2}{(e/2)^2} \rightarrow e = 2\sqrt{\frac{40^2}{1000}} \approx 2.5 \text{ m}$$

Hay que tener en cuenta que el caso analizado como “muy lento” corresponde a un factor de reducción de tiempos de 30 y que no consigue (figura 5.3.6) llegar a las condiciones de completamente drenado, sino que queda como intermedio. Es decir que se generan presiones intersticiales que todavía reducen la resistencia significativamente.



CAPITULO 6. Conclusiones

El objeto de este trabajo es la evaluación de la estabilidad del conjunto balsa de lodos-escombrera-terreno natural para la ampliación de la escombrera del Cogulló situada en la localidad de Sallent.

Se ha analizado la posible rotura de la escombrera que se pueda construir sobre los lodos saturados mediante elementos finitos en varias hipótesis de trabajo.

En primer lugar se ha considerado la rotura en condiciones no drenadas, dado que es la hipótesis más conservadora y permite realizar el cálculo en términos de tensiones totales; Además se supone que el terreno tiene una resistencia constante e igual a la resistencia al corte sin drenaje. Es por ello que para este caso se ha tomado una superficie de rotura de resistencia constante e igual al valor de la cohesión no drenada.

Esta hipótesis se ha aplicado a tres geometrías diferentes:

La primera de ellas es una disposición de las capas salinas “tipo anticlinal”, es decir colocando sobre la balsa de lodos las capas inclinadas hacia ambos lados; este es el caso que refleja mejor el proceso real de vertido de los materiales salinos en una escombrera.

Este caso (rotura no drenada + capas inclinadas a ambos lados) se ha estudiado con mayor detenimiento dado que es el más realista (según proceso de vertido) y más conservador (según propiedades del material).

La segunda geometría estudiada es la generada a partir de la colocación de las capas salinas de forma horizontal sobre la balsa de lodos, lo cual parece difícil al verter el material desde una cinta transportadora, sin embargo es un caso muy intuitivo para con los resultados obtenidos.

El último caso analizado es la disposición de las capas de sal inclinadas hacia un lado a partir de una base triangular.

La segunda hipótesis de trabajo para la cual se ha estudiado la posible rotura de la escombrera es el análisis en condiciones completamente drenadas, lo que permite estudiar lo que ocurre si los lodos pueden consolidar. Esta hipótesis refleja el



comportamiento en caso de instalar drenes en los lodos que garanticen un drenaje muy rápido del agua, de manera que las presiones intersticiales aumenten de forma despreciable.

Esta hipótesis se ha aplicado a las geometrías más sencillas.

Por último se han tenido en cuenta las condiciones acopladas, es decir, se ha considerado un drenaje pero limitado por la permeabilidad de los lodos y se ha aplicado sobre la geometría de capas inclinadas hacia un lado.

Para los casos drenados y acoplado se ha considerado una superficie de fluencia en forma de elipse, habitual en los modelos de tipo Cam-Clay o de estado crítico para suelos arcillosos.

En todos los casos se ha utilizado una formulación viscoplástica para determinar las deformaciones irreversibles combinada con una ley de comportamiento elástica. Esto implica que los movimientos calculados son cualitativos y en general permiten comparación entre los casos analizados pero no constituyen valores predictivos.

A continuación se detallan los resultados para cada hipótesis y geometrías mencionadas:

Caso no drenado:

1. Capas inclinadas a ambos lados

Dado que la resistencia al corte sin drenaje juega un papel decisivo en la estabilidad del conjunto, se ha optado por analizar el resultado del problema para varios valores de c (30, 40 y 50 kPa).

Del resultado de los análisis podemos destacar que para los tres casos la rotura se genera en las primeras fases de la construcción, es decir durante la sexta semana que corresponde a la construcción de la cuarta capa salina.

Observando las gráficas para los tres casos, se advierte un comportamiento muy similar tanto en desplazamientos como en tensiones y deformaciones plásticas, sin embargo el



hecho relevante a destacar es que no sucede lo mismo con las magnitudes (las cuales no se deben de tomar en ningún momento como valores cuantitativos sino como valores cualitativos, como ya se ha comentado anteriormente).

Es decir, no sólo se observa que cuanto mayor es la resistencia al corte sin drenaje (c_u) menores son los desplazamientos, sino que también se observa que los desplazamientos disminuyen de forma exponencial al aumentar el c_u . Este hecho no sólo sucede con los desplazamientos sino que ocurre de igual forma con las deformaciones plásticas y las tensiones.

2. Capas Horizontales

Vemos cómo para el caso de 30 kPa el momento de la rotura se da con desplazamientos a 68 días que corresponde a una altura de relleno de unos 30 metros, es decir, aunque se pueden construir algunas capas más, se alcanza la rotura antes de llegar a la cota máxima. Se han ido incrementando los desplazamientos desde los 60 días.

3. Capas inclinadas hacia un lado

Para el caso de $c_u = 30$ kPa la rotura también se da antes de alcanzar la cota máxima. Los movimientos se aceleran a los 10 días que corresponde al final de la construcción de la pila triangular. Los máximos son mayores que 2 metros al final de la construcción, por lo tanto la rotura se da en realidad con anterioridad.

El caso $c_u = 50$ kPa también tiene unos desplazamientos importantes y probablemente tendría una situación de inseguridad límite.

Caso totalmente drenado y capas inclinadas hacia un lado:

En este análisis observamos que los movimientos horizontales en los lodos son importantes pero para el caso de resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa se estabilizan cosa que no sucedía para el caso no drenado con el mismo valor de c_u .

**Caso acoplado y capas inclinadas hacia un lado:**

Para este caso se ha considerado una permeabilidad de los lodos de 10^{-16} m^2 que corresponde a 10^{-9} m/s .

Con el fin de analizar la influencia del tiempo, se ha construido la pila triangular y la primera capa de sal inclinada en un total de 190 días, 190 semanas y 190 meses.

Si consideramos el caso muy lento (190 meses) aceptable (en el sentido que al ser lento se produce consolidación) entonces se necesita una permeabilidad mayor del terreno o bien una longitud de drenaje inferior, ya que la escala de tiempo muy lenta (que permite disipaciones de presiones de agua) es todavía insuficiente para conseguir que las condiciones se asemejen al caso totalmente drenado. Por lo tanto se generan presiones intersticiales que todavía reducen la resistencia significativamente.

Para concluir, podemos decir que para mejorar la resistencia de los lodos podemos optar por cargar lentamente o acelerar la disipación de las presiones intersticiales mediante drenes que reducen la distancia de drenaje.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Yubero de Mateo, T. "Análisis del proceso de compactación en una escombrera de sal". *Tesina de especialidad, Barcelona, mayo 2008*.
- [2] Olivella, S and Gens A. "A constitutive model for crushed salt". *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 2002;719-746 8DOI:101002/nag.220). Abril, 2002.
- [3] Departamento de Ingeniería del Terreno, E.T.S Ingenieros de caminos, canales y puertos de Barcelona. "Code_Bright user's guide". *Universidad Politécnica de Barcelona*.
- [4] Olivella, S and Vaunat, J. "Application of Code_Bright_GiD to geotechnical problems". Department of Geotechnical Engineering and Geosciences.
- [5] Calafat León, J. "Algunos Datos Sobre los Minerales Potásicos de Cataluña". En: *Boletín de la Real Sociedad Española de Historia Natural*. Vol. 15, pp. 252-255
- [6] Chumbe, D., "Rheological and fluid transport properties of compacted granular halite". Geotechnical Department, Civil Engineering School. Technical University of Catalunya, Barcelona, Spain. 1996.
- [7] Lloret, A. y Olivella, S. "Propuesta de análisis de estabilidad para la construcción de una presa de sal granulada en las minas potásicas de Sallent". *Informe Departamento de Ingeniería del terreno, UPC. 2005*.
- [8] Rodas, E. "Caracterización geotécnica de residuos de minas de sal". *Tesina Master de Ingeniería del Terreno e Ingeniería sísmica. Barcelona 2007*.