

CAPITULO 4

PROBLEMAS RESUELTOS. CONCLUSIONES.

◆ Problemas Resueltos.

◆ Estabilidad Numérica.

◆ Influencia de las Compresibilidades.

◆ Influencia de las Defor. Volumétricas Plásticas.

◆ Influencia del Modelo de Suelo.

◆ Influencia del Tensor de Permeabilidad.

◆ Influencia del Intervalo de Tiempo.

◆ Propuestas para Futuros Desarrollos.

4.1. Problemas Resueltos.

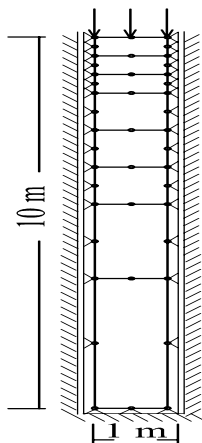
A continuación, se presenta un conjunto de problemas resueltos utilizando el programa FECCUND V.1 codificado en FORTRAN y desarrollado a partir de los conceptos teóricos vertidos en los tres capítulos anteriores. En el Apéndice A se muestra el diagrama de flujo general del programa y el manual de instrucciones junto con una breve descripción de las variables más importantes.

A través de las resoluciones presentadas, se intentará demostrar la influencia de algunas de las variables que más incidencia tienen sobre la solución. Los casos expuestos se refieren, en primer lugar, al caso unidimensional de Terzaghi (estado plano con doble frontera de drenaje), en segundo lugar, a una fundación flexible corrida y en tercer lugar, a una presa de materiales sueltos para contención de inundaciones. Para los casos segundo y tercero, se ha optado por arcillas de baja permeabilidad y de bajo módulo de elasticidad. La cohesión se consideró con valores entre los 8 a 11 Kpa y el ángulo de fricción interna no superior a los 12 grados.

4.1.1. Caso Unidimensional de Terzaghi.

Este ejemplo es introducido como una forma de validar los resultados que arroja el programa FECCUND V.1 a partir de una comparación con los resultados teóricos basados en la conocida y probada teoría de Terzaghi. Los datos utilizados son los siguientes :

Figura CAPITULO 4 -1 :
Caso unidimensional. Malla y dimensiones.



$$\phi = 0.1745; \quad e_0 = 1.08$$

$$v = 0.0; \quad E = 1 \text{ Kpa}$$

$$k_x = 0 \text{ m/día}$$

$$k_y = 10 \text{ m/día}$$

$$C_v = 1 \frac{1}{\text{día}}; \quad m_v = 1 \frac{1}{\text{Kpa}}; \quad T = t/100$$

La carga total es de $1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$ aplicada en un día dividida en 40 intervalos regulares para la Figura 4-2 y 4-14, y luego en forma instantánea para las demás. El drenaje es permitido solo bajo la carga representando así los $\frac{1}{2}$ superiores del caso clásico de doble drenaje con un $H=10\text{m}$ (distancia de

drenaje).

A continuación puede verse la evolución de la presión de poros para el caso de carga gradual.

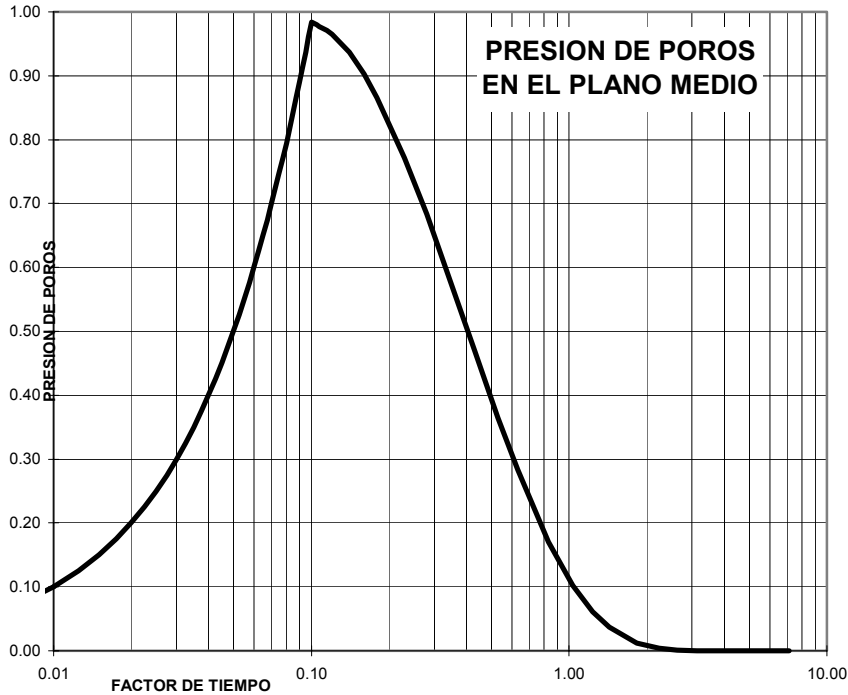


Figura CAPITULO 4 -2 : Presión de poros para carga lenta.

En general, los valores de presión de poros coinciden con los obtenidos por Schiffman (1960) pudiendo así atacarse problemas de mayor envergadura.

También se consideró de interés, mostrar diagramas de diferente valor conceptual como los siguientes :

En la Figura 4-3 se compara los resultados de la simulación (puntos negros) con las Isócronas (presentadas en la bibliografía) donde aparece, para diferentes profundidades, la distribución de presiones efectivas y presiones de poros para diferentes factores de tiempo T.

Para este caso, la carga fue aplicada en forma instantánea y solo se representó los valores computacionales para $T=0.05$, $T=0.20$, $T=0.50$.

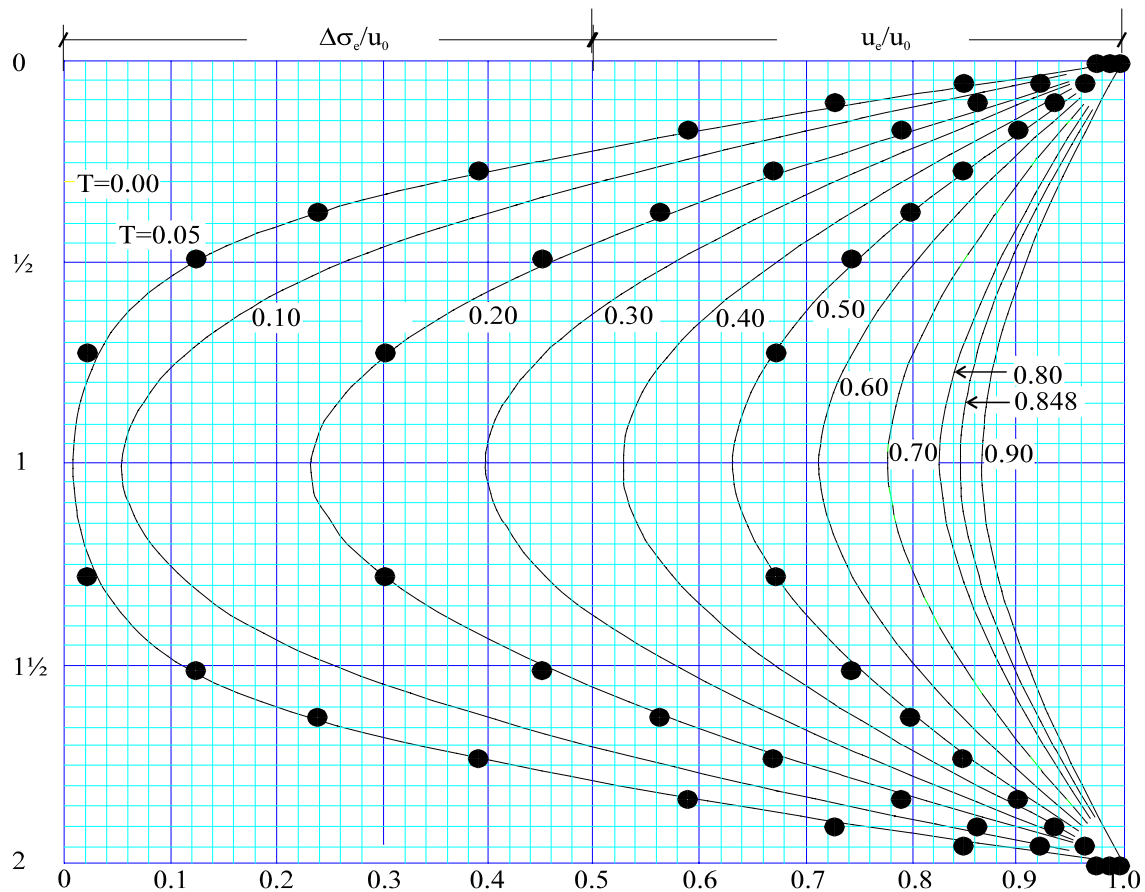


Figura CAPITULO 4 -3 : Isócronas y simulación numérica.

Otra representación importante es la de grado de consolidación contra tiempo. Como un adelanto a la futura discusión sobre la elección de un intervalo de tiempo que haga estable la integración, se muestran dos casos para los que se cambió únicamente el incremento de tiempo durante el periodo de disipación de presión de poros. En la figura 4-4, el incremento fue alrededor de cinco veces menor que en la Figura 4-5 con lo que se consiguió evitar la oscilaciones. La carga es instantánea.

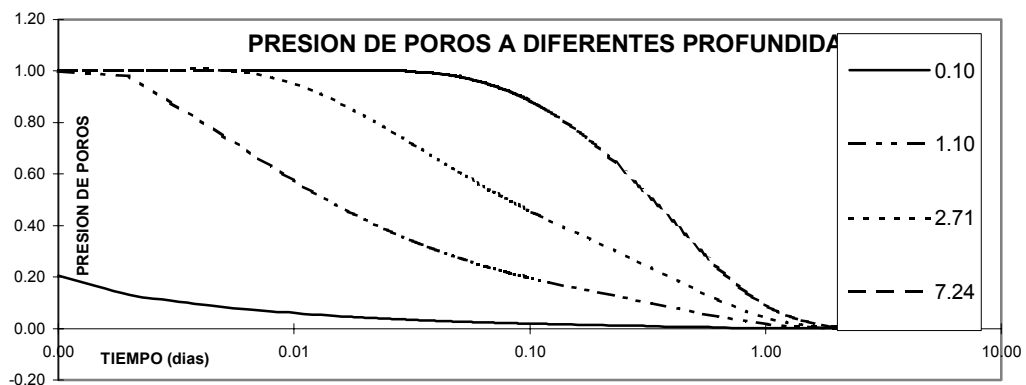


Figura CAPITULO 4 -4 : Curva grado de consolidación - tiempo.

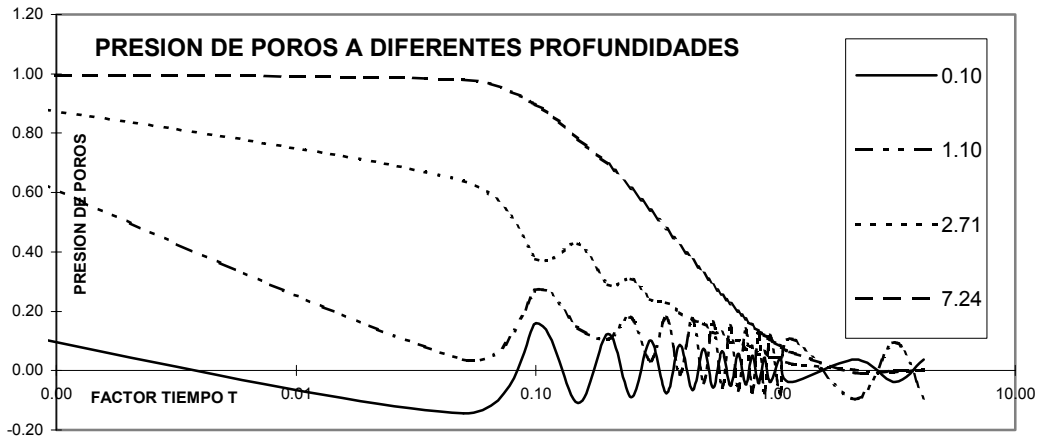


Figura CAPITULO 4 -5 : Curva grado de consolidación - tiempo. Δt inadecuado.

4.1.2. Fundación directa corrida.

Seguidamente, se analiza una fundación corrida, lo que permite considerar el caso como estado plano de deformaciones. Para este ejemplo, se considera el drenaje sobre la superficie superior de suelo (de características homogéneas) no ocupada por la zapata flexible, lisa e impermeable. Tanto el fondo como los bordes laterales se han supuesto también impermeables. Se ha escogido el elemento A como el de referencia para todos los diagramas :

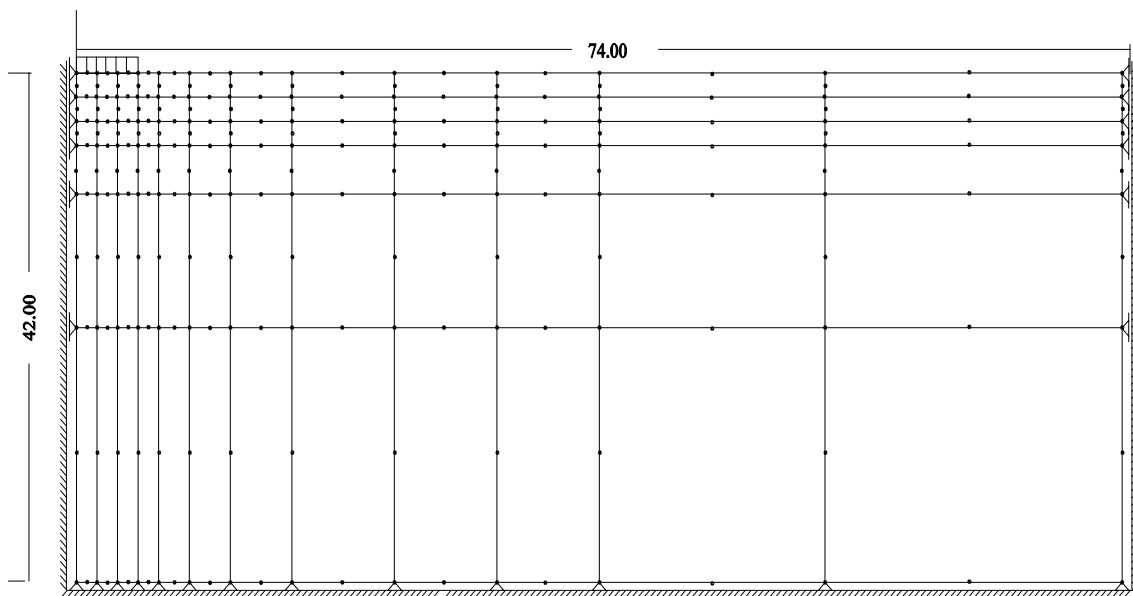


Figura CAPITULO 4 -6 : Fundación directa corrida. Mallado y dimensiones.

Los datos relevantes son los siguientes:

$$\lambda = 0.174; k = 0.08$$

$$\phi = 0.1745; e_0 = 1.08$$

$$\nu = 0.3; E = 1248 \text{Kpa}$$

$$\beta = 50; P_\infty = 40 \text{Kpa}$$

$$k_x = k_y = 0.01 \text{m/dia}$$

En primer lugar se presentan los resultados obtenidos en cuanto a trayectoria de tensiones y presión de poros - incremento de tiempo. Se ha tenido en cuenta también, un estado previo de tensiones no isotrópico (es decir, diferente valor según los diferentes ejes de referencia) e igual coeficiente de compresibilidad para el grano de suelo y el fluido. Con respecto estos coeficientes, se ampliará posteriormente la discusión puesto que, justamente, uno de los aspectos mas controvertidos en el análisis de medios porosos saturados bajo cargas, es el valor de las mencionadas compresibilidades.

Datos adicionales pertinentes a la representación gráfica siguiente, son presentados a seguir :

$$k_S = 8500 \text{Kpa (Comp. Grano)}, k_F = 8500 \text{Kpa (Comp. Fluido)}, c = 11 \text{Kpa}$$

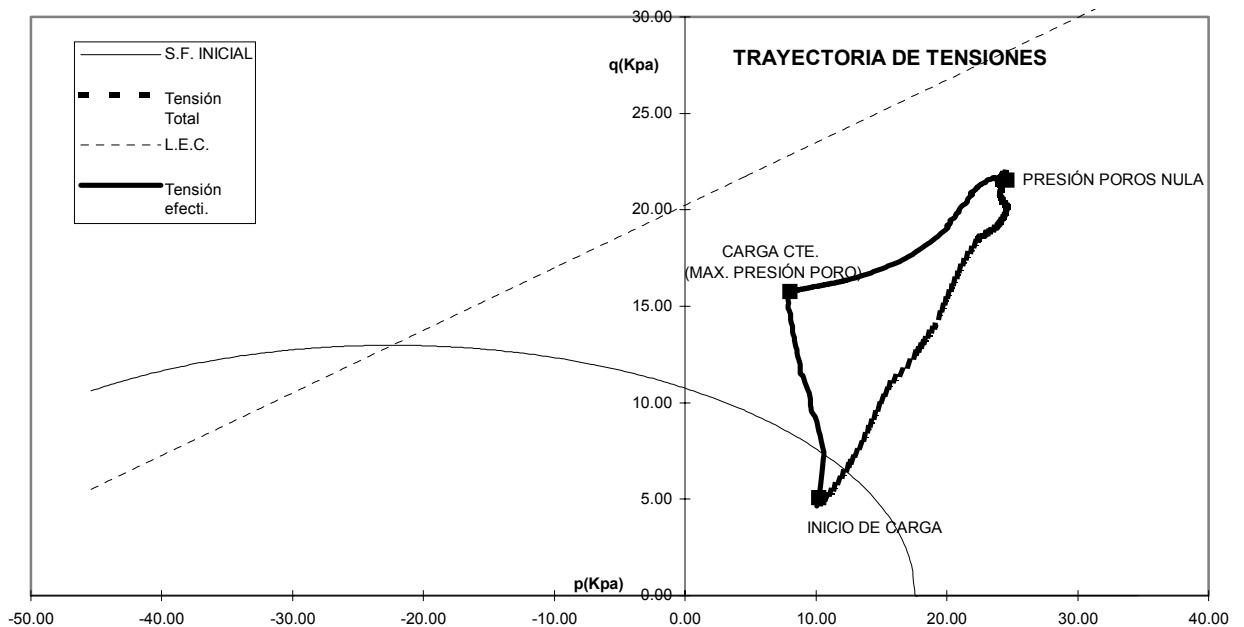


Figura CAPITULO 4 -7 :Trayectoria de tensiones efectivas.

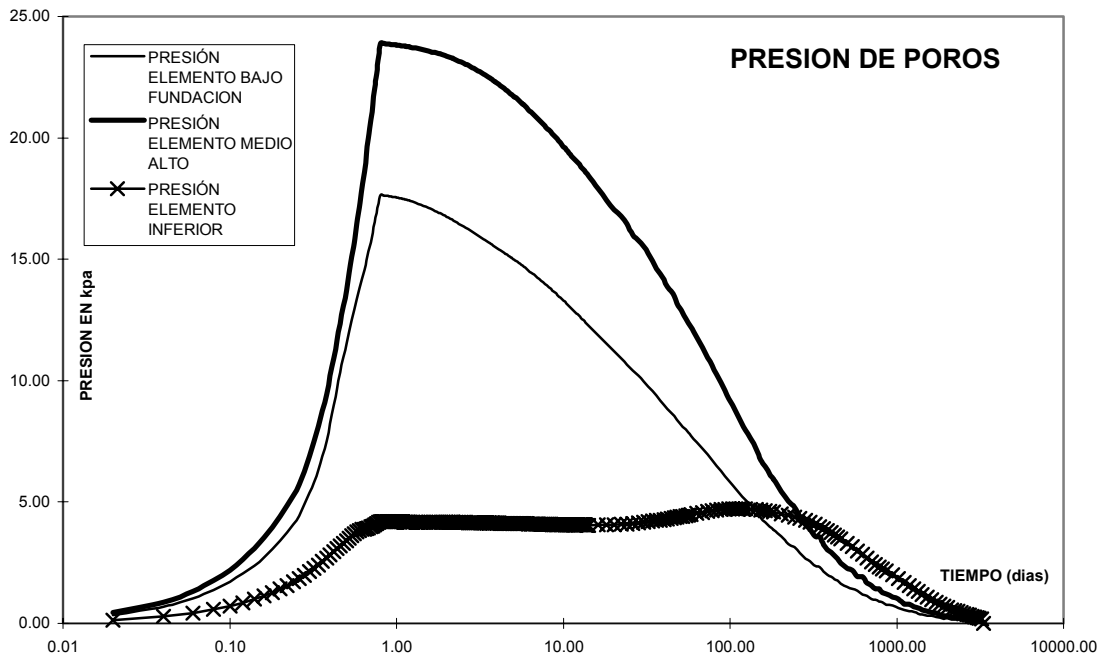


Figura CAPITULO 4 -8 :Presión de poros desarrolladas en el tiempo.

En la figura 4-7, puede apreciarse el proceso de cargado de la fundación a través del incremento de la presión neutra con el incremento de carga en detrimento de las tensiones efectivas. Esto se debe a que la sollicitación es soportada en una primer instancia, principalmente por el fluido de los intersticios debido a su baja compresibilidad comparada con el medio en su conjunto. A partir de un cierto momento (indicado en la figura 4-7) la carga permanece constante y se puede observar como la trayectoria de tensiones efectivas se desplaza hacia la derecha motivada por la toma de la carga que antes soportaba el agua, por parte del suelo a medida que se va produciendo el drenaje del fluido alojado en los intersticios.

También es claro en la figura 4-8, el proceso de aumento y caída de la presión de poros teniendo en cuenta que el pico del mismo coincide con el momento en que se produjo la suspensión del incremento de carga. Para este caso particular, puede observarse que dura aproximadamente 3000 días la disipación total de la presión neutra.

El la próxima figura, se muestra la curva desplazamiento - tiempo para dos condiciones que difieren en el valor de los coeficientes de compresibilidad de agua y grano de suelo.

Nuevamente podrá notarse, que para ciertos valores de los anteriores índices, aparecen nuevamente los problemas de estabilidad numérica ya mencionados.

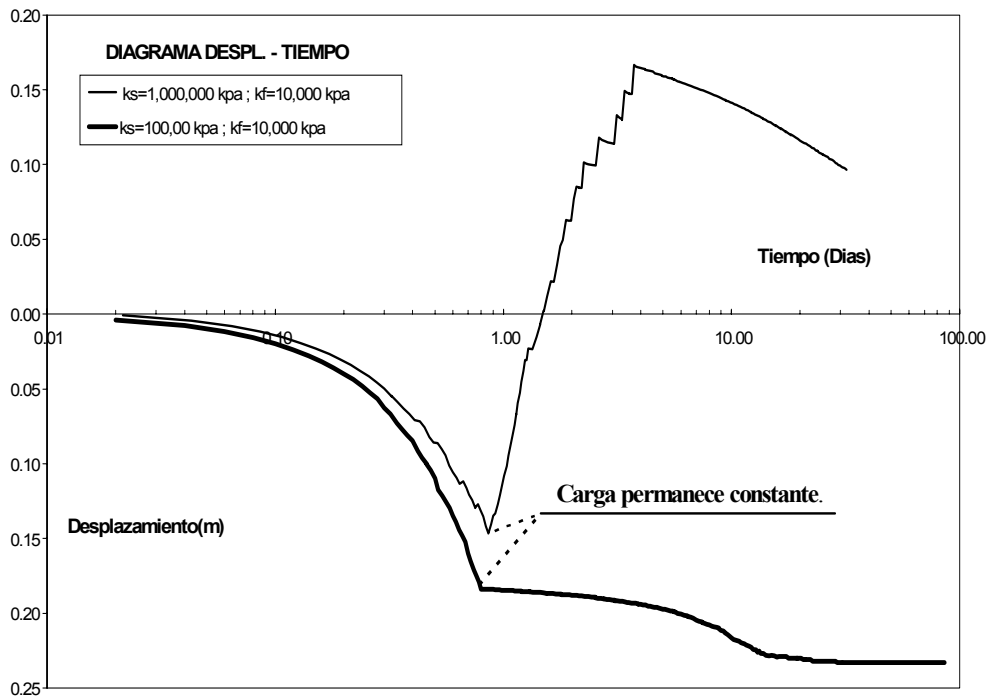


Figura CAPITULO 4 -9 :Desplazamientos para diferentes compresibilidades.

Al analizar las dos curvas del anterior diagrama, se detecta claramente una anomalía en una de ellas (trazo fino) atribuible a problemas de condicionamiento, los cuales se ponen de manifiesto a través de resultados inaceptables como ser el “rebote” que presentan los desplazamientos al dejar constante la carga. Nuevamente se aclara que sobre esta cuestión, se volverá mas adelante.

Con referencia a la curva de trazo grueso, se ve como luego de suspender el incremento de carga y durante un período acotado de tiempo, los desplazamientos siguen aumentando debido al proceso de eliminación de fluido por drenaje, esto es, representando perfectamente el fenómeno físico de consolidación sin inconvenientes de ningún tipo.

4.1.3. Presa de Materiales sueltos.

Las características principales de las presas de tierra comúnmente usadas en la zona del litoral Argentino, son su baja altura y su homogeneidad de componentes.

Como un segundo caso práctico, se presentan los resultados obtenidos, a partir del programa desarrollado, para una presa de tierra sujeta a su peso propio con las siguientes características geométricas generales :

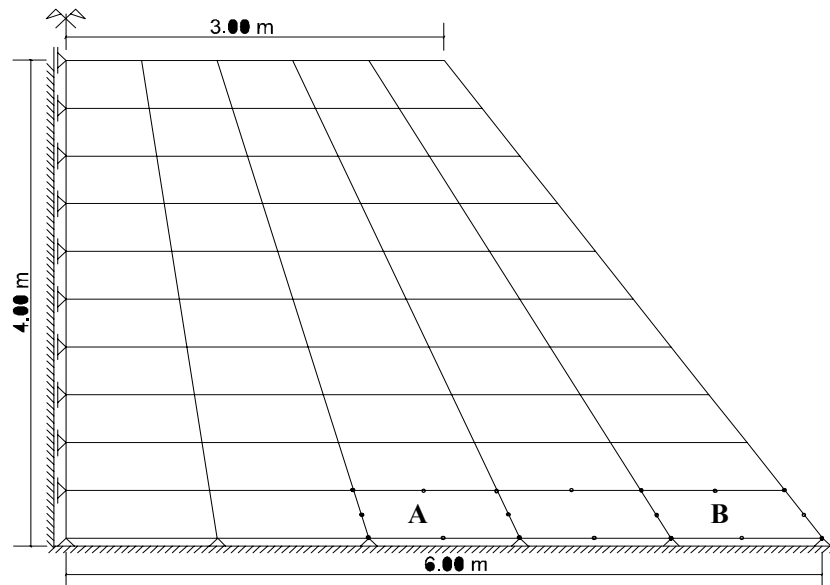


Figura CAPITULO 4 -10 :Presa de tierra. Mallado y dimensiones.

y con los siguientes datos principales:

$$\begin{aligned} \lambda &= 0.174; \quad K = 0.08; \\ \phi &= 0.3; \quad e_0 = 1.08; \\ \mu &= 0.3; \quad E = 450 \text{Kpa}; \\ \beta &= 10; \quad , \quad P_\infty = 15 \text{Kpa} \\ k_x &= k_y = 0.01 \text{m/dia} , \\ k_s &= k_h = 10000 \text{Kpa} \\ \gamma &= 1.6 \text{KN / m}^3 \text{ (Peso Específico)} \end{aligned}$$

Si bien son muchos los aspectos que merecen ser analizados en una construcción de este tipo, se ha limitado el mismo al estudio de la trayectoria de tensiones en puntos situados en los elementos A y B marcados en figura 4-10, que forman parte de la base y cercanos al paramento de aguas abajo. Se tomaron dos condiciones, a saber : a) Suelo seco. b) Suelo Saturado.

Aún cuando los taludes escogidos para los paramentos sean un poco exagerados si se tiene en cuenta cuestiones prácticas, sirven a los efectos de resaltar la comparación que se pretende hacer :

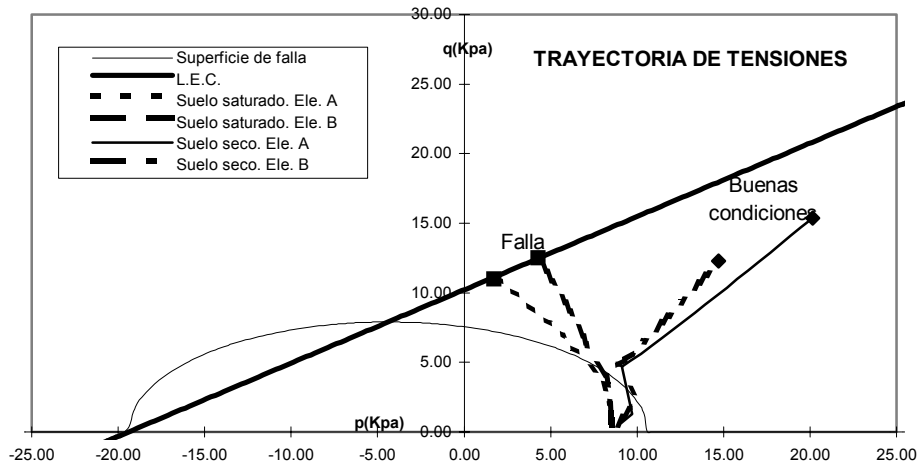


Figura CAPITULO 4 -11 :Trayectoria de tensiones para casos seco y saturado.

Claramente en la figura 4-11, puede observarse como las presiones de poros desarrolladas como consecuencia del peso propio de la fundación en el momento de construcción (aquí no se ha considerado la disipación de presiones neutras porque la presa falla antes), provocan que las curvas de tensiones efectivas toquen la L.E.C. y se origine el colapso de la estructura en el caso saturado. También puede notarse, como en el caso de no tomar en cuenta el agua intersticial (suelo seco) estamos del lado de la seguridad. Evidentemente, aumentando el talud aguas abajo y arriba puede mejorarse, aunque más no sea en forma parcial, las condiciones generales de resistencia .(no será visto aquí).

4.II. Estabilidad Numérica.

Problemas como el abordado en este trabajo, pueden encuadrarse entre los denominados “Formulaciones Mixtas”. Estos se caracterizan por presentar a funciones y derivadas o múltiplos de derivadas de esas funciones, como incógnitas primarias. Concretamente para este caso, se modela el desplazamiento general de la estructura de suelo + agua (saturado) y la presión de poros que, por tratarse de una tensión, es proporcional a las deformaciones que a la vez son derivadas primeras de los mencionados desplazamientos.

En algunas de estas formulaciones mixtas, se hace presente un inconveniente adicional al que, de por sí, constituye la obtención de las incógnitas: **La estabilidad numérica**. Brevemente, los sistemas del siguiente tipo:

$$\begin{bmatrix} \tilde{K} & \tilde{C} \\ \tilde{C}^T & \tilde{M}/\alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U} \\ \tilde{p} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{P}_1 \\ \tilde{P}_2 \end{Bmatrix} \quad \text{con } \alpha \rightarrow \infty \quad (4.1)$$

tienen ceros o coeficiente muy cercanos a cero en la diagonal principal en correspondencia con una de las variables. Al intentar la reducción de Gauss, se puede caer en un sistema de ecuaciones sin solución, manifestándose esto a través de una falta de convergencia en los resultados o la obtención de valores nulos para \tilde{U} en 4.1, originando lo que se llama **Locking** o Bloqueo. Para evitar los problemas anteriores debe cumplirse con el postulado de estabilidad de Babuska-Brezzi^[22], el cual obliga a que $n_U \geq n_p$, donde el primero indica el número de incógnitas totales de \tilde{U} y el segundo lo propio para \tilde{p} . La justificación puede entenderse en forma breve si se sustituye en la primera ecuación de 4.1 a la variable \tilde{p} despejada de la segunda ecuación, se llega a


$$(\tilde{C}^* \tilde{C}^T) \tilde{U} = \tilde{C}^* \tilde{P}_2 \quad (4.2)$$

donde, para obtener valores no nulos de \tilde{U} aún cuando la carga de la derecha pueda ser nula, es necesario que $(\tilde{C}^* \tilde{C}^T)$ sea singular, lo cual ocurrirá siempre si $n_U \geq n_p$ (matemáticamente, \tilde{C}^T tiene espacio nulo no trivial lo que induce a $(\tilde{C}^* \tilde{C}^T)$, a lo mismo). Si se observa el sistema de ecuaciones (3.9a) del Apartado 3.III., se notará una equivalencia con el recientemente mostrado en (4.1) donde \tilde{U} representaría desplazamientos y \tilde{p} presión de poros. Además, el coeficiente α tendría su equivalente en los denominadores del coeficiente “s” formados por la compresibilidad del fluido y del grano de suelo (ver apartado 4.III.).

Para el presente trabajo, la condición de Babuska-Brezzi se ha cumplido mediante la elección de elementos de 8 nodos para desplazamiento y de 4 nodos para presión de poros, según se explicara oportunamente en el Apartado 3.I.

Sin embargo, la condición anterior es a veces insuficiente para asegurar la estabilidad, aunque matemáticamente no se refleje. Trabajos de diversos autores como Bardet[22] muestran, aunque para hipoelasticidad y condiciones de no drenaje, que las inestabilidades están vinculadas con algunos autovalores (los positivos) de la matriz de rigidez generalizada (sistema central de ecuaciones) y que la condición mejora según aumente el valor de la compresibilidad del fluido principalmente. Durante el próximo Apartado, se comentará las evaluaciones surgidas a partir del presente estudio con relación a los valores a adoptar para los coeficientes mencionados.

4.III. Influencia de las Compresibilidades

 Al incorporar las matrices de acoplamiento, las de masa y las de transferencia de fluido y formar el conjunto de ecuaciones (3.9), éste pasa de un sistema bien condicionado formado por la matriz de rigidez de la estructura de suelo, en otro con los problemas de condicionamiento detallados en el apartado anterior.

Dichos problemas se manifiestan a través de oscilaciones , bloqueos o resultados inconsistentes con las condiciones del problema. Esto se debe a que tanto la matriz de transferencia de fluido como la de masa se forman a partir de cantidades muy pequeñas (cerca de cero) asemejándose al sistema de ecuaciones (4.1).

La matriz de transferencia de fluido presenta problemas porque incluye a la matriz de coeficientes de permeabilidad. Si bien estos valores pueden llegar a ser medianamente grandes en el caso de arenas o limos arenosos, el programa fue desarrollado pensando en su aplicación a arcillas o limos arcillosos, los cuales presentan valores muy bajos de permeabilidad.

La razón por la que se optó por priorizar este tipo de suelo, es que se presentan en forma abundante en la zona geográfica donde se pretende dar uso a la herramienta obtenida y además es en este tipo de suelo, donde el problema de consolidación se torna mas

relevante justamente porque los bajos valores de permeabilidad potencian la incidencia del tiempo en las deformaciones.

La matriz de masa presenta problemas porque sus coeficientes están divididos por la compresibilidad del grano de suelo y la compresibilidad del fluido de los poros (agua). Como podrá entenderse, ambos valores son muy grandes en relación al resto de las cantidades presentes.

Una vez asegurada la condición de Babuska-Brezzi y teniendo en cuenta las recomendaciones de Bardet^[22], surge la posibilidad de tomar a las compresibilidades como penalidades y en vez de usar su valor real, disminuir el mismo lo suficiente como para estabilizar el sistema, pero no tanto como para alterar el fenómeno físico global. La figura 4-9 es una muestra de lo que se pretende puntualizar. La elección inadecuada de los coeficientes de compresibilidad provocaron que una de las curvas se distancien notablemente de los resultados esperados.

Tras reiterar la resolución del mismo ejemplo (fundación corrida) variando solo los coeficientes de penalidad, se ha notado una estabilización de la solución a medida que se tomaban coeficientes menores pero a la vez, para coeficientes muy pequeños, disminuye mucho la presión de poros (corrimiento hacia la derecha de la curva de tensiones efectivas) pues, merced a la baja compresibilidad del fluido, mas carga es transferida hacia la masa de suelo y nuevamente, pero desde el otro extremo, nos alejamos de la realidad física.

A continuación se presenta una diagrama comparativo en el que puede apreciarse lo explicado a través de una parte de las trayectorias de tensiones efectivas solamente (campo elástico) para diferentes coeficientes de compresibilidad (tomando igual valor para ambos por cuestiones de simplicidad, aunque no sea lo más conveniente) :

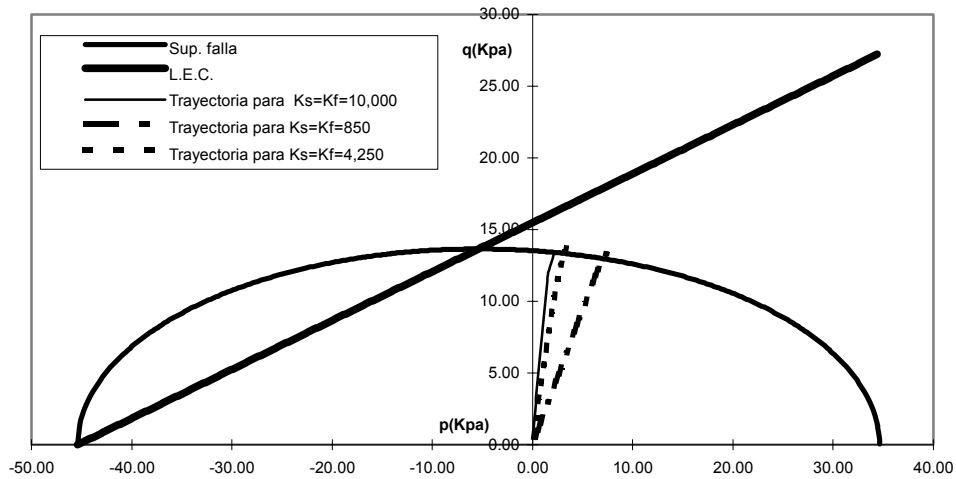


Figura CAPITULO 4 -12 :Tray. de tensiones efectivas para diferentes compresibilidades.

A través de numerosas pruebas, puede recomendarse que los coeficientes de compresibilidad del agua y del grano sean tomados como hasta diez veces y cien veces el valor del modulo de elasticidad inicial de la estructura de suelo respectivamente, aunque a veces puede equipararse la compresibilidad del grano a la del fluido.

Otra posibilidad de estabilización es trabajar con el modelo en condiciones de no saturado. En este caso, tanto el aumento de la compresibilidad del fluido a causa del aire como la incorporación de la presión de aire como incógnita, mejora substancialmente el problema. Sin embargo, esto es parte de un desarrollo posterior.

4.IV. Influencia de las Deform. Volumétricas Plásticas.

El modelo de suelo adoptado para el presente trabajo, como ya se comentara, ofrece la posibilidad de incluir en el análisis, la influencia de los tres invariantes de tensiones, además de la influencia de la cohesión y la fricción.

A través de los ejemplos que se pudieron rodar, se ha notado que :

- a) Cuando la trayectoria de tensiones efectivas toma a la curva de falla en los lugares en los que la normal a dicha curva tiene una componente paralela al eje de abscisas pequeña (lo que significa poca **deformación volumétrica plástica**), la tendencia de aquella trayectoria es de desviarse hacia la derecha con propensión a alinearse casi paralela a la línea de estados críticos con un aumento combinado de “p” y “q” y uno

moderado de las presiones de poros. Este tipo de curva es obtenida comúnmente a partir de ensayos con escaso a ningún drenaje en muestras de suelos con moderada preconsolidación. Ahora bien, cabría preguntarse donde toma a la superficie de fluencia la trayectoria de tensiones de una muestra de suelo del tipo mencionado. Si se tiene en cuenta que un suelo normalmente consolidado tiene una gran componente de deformación volumétrica positiva, mientras que uno muy sobreconsolidado presenta un menor incremento de **deformación volumétrica plástica** (pero además cambiada de signo), un suelo de características medias presentará poca o ninguna deformación del tipo mencionado. Por ende entonces, su trayectoria de tensiones debe tomar a la curva en una zona cercana a la línea de estados crítico y este es exactamente el caso que estamos analizando.

b) En los casos en que la trayectoria de tensiones efectivas toma a la curva de falla lejos de la línea de estados críticos, se desarrollan grandes presiones neutras debido a los grandes cambios **volumétricos plásticos** y así el camino seguido por las tensiones presenta la típica forma inclinada hacia la izquierda (disminución de “**p**’ ”) buscando la línea de estados críticos, esto es muy común en ensayos sin drenaje en arcillas de ligera a ninguna preconsolidación.

El análisis previo permite vislumbrar coherencia entre lo obtenido computacionalmente y la evidencia práctica, lo que induce a suponer que la herramienta desarrollada arroja resultados que , a través de calibraciones para cada caso, podrán ceñirse a la realidad dentro de una discrepancia aceptable.

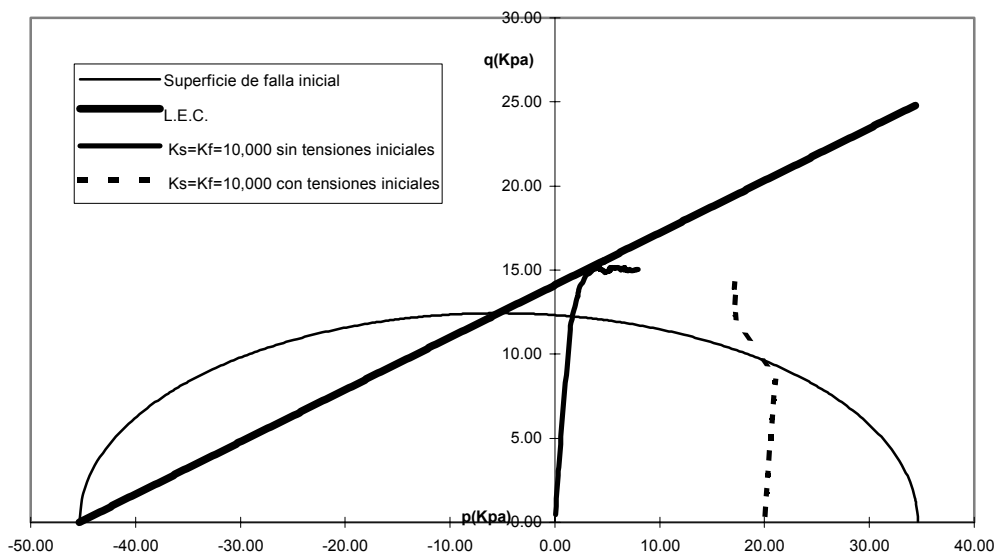


Figura CAPITULO 4 -13 :Forma de la trayectoria de tensiones según la sup. de falla.

En la figura 4-13, se ha usado a las tensiones iniciales para simular los diferentes grados de consolidación de la muestra. Recordando que según sean mayores estas tensiones iniciales, menor sobreconsolidación presenta el espécimen de suelo.

4.V. Influencia del Modelo de Suelo

Como se describiera en el Capítulo 2, se ha escogido para el presente trabajo un modelo de plasticidad basado en la teoría de estados críticos. Los aspectos más críticos en la implementación del mismo, han sido la determinación y programación de las constantes del vector de flujo plástico y la ley de endurecimiento, de tipo logarítmica, sobre el cual se darán algunos detalles.

Para el caso de los suelos, es común la utilización de *Strain Hardening* como base para la determinación de la regla de endurecimiento. Se encontró que, empleando directamente las recomendaciones de algunos investigadores, el arrastre de la superficie de fluencia era insuficiente, esto es, el material en la mayoría de los casos se comportaba cercano a la plasticidad perfecta. Esto se debía a que se dejaba toda la responsabilidad de hacer evolucionar al parámetro de endurecimiento a las deformaciones volumétricas plásticas que, en muchas ocasiones y sobre todo cuando la superficie de fluencia era tomada en su parte central, eran realmente de muy pequeño valor.

Se propuso entonces la inclusión de un valor extra en la formulación (el coeficiente β en 2.52) cuyo efecto es amplificar la capacidad de endurecimiento del material. La calibración de este valor, puede hacerse a partir de la realización de ensayos triaxiales o en consolidómetro y basados en las curvas que pudieran obtenerse, empleando diferentes valores hasta lograr la mejor adaptación. Como guía del orden de esta magnitud, debiera ser aproximadamente igual a la presión de preconsolidación inicial.

4.VI. Influencia del Tensor de Permeabilidad

La influencia del tensor de permeabilidad puede analizarse desde dos ángulos diferentes. Por un lado es claro que según sea mayor la permeabilidad del suelo, menor es la resistencia al paso del agua y por ende, más rápidamente se producirá drenaje y la consecuente caída de la presión intersticial.

Además, por lo explicado con referencia a la estabilidad numérica (Apartado 4.II.), esta se ve beneficiada con coeficientes mayores. Sin embargo, el uso de esta condición con miras a la estabilización no puede ser recomendada a partir de este trabajo.

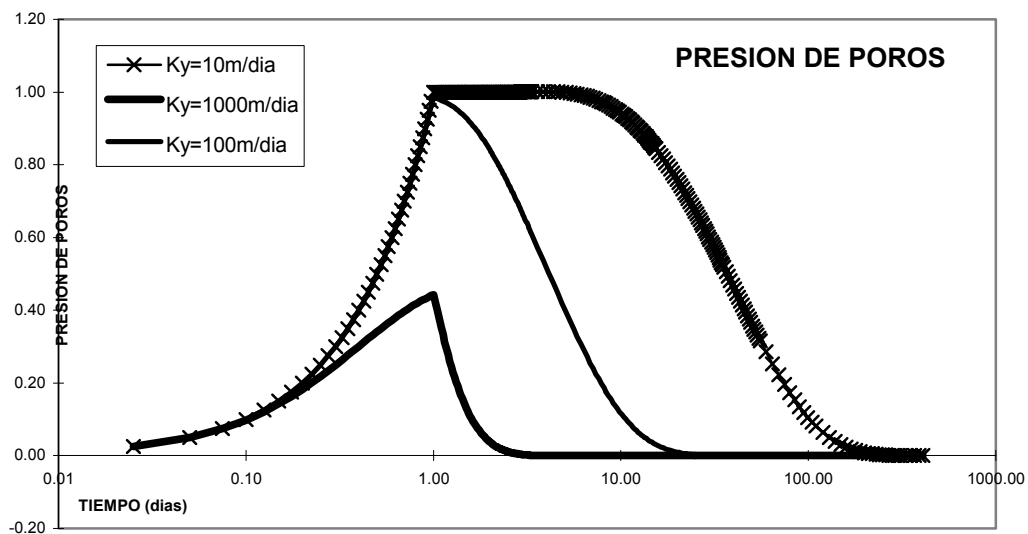


Figura CAPITULO 4 -14 :Presión de poros para distinta permeabilidad.

En la figura 4-14, se puede apreciar como el pico de presión de poros es menor cuando el coeficiente de permeabilidad crece. Para esta comparación se ha tomado como referencia el caso de flujo unidimensional del Ejemplo Número 1 con carga lenta (corresponde al el elemento inferior).

4.VII. Influencia del Intervalo de tiempo

El esquema presentado en este trabajo para resolver el problema de la integración en el tiempo, es de tipo totalmente incremental según lo indicado en el capítulo 3. Este presenta la ventaja de poder tratar a la incógnita presión de poros del mismo modo que a los desplazamientos. Sin embargo, es común encontrar

publicaciones en la que el esquema mencionado se limita únicamente a los últimos, mientras que para la primera se prefiere un esquema total. Este esquema presenta la ventaja de poder incorporar en forma simple las distintas cargas que aparecen en la formulación general ya que se elimina la combinación de cargas incrementales y totales para pasar a tratar a todas en forma total.

Según algunos autores ^{[23],[24]}, es preferible integrar todas las incógnitas en forma total aduciendo facilidades para usar distintos valores del coeficiente de integración α para las diferentes incógnitas. Comparaciones para el caso unidimensional entre el método incremental y el anterior, no arrojó diferencias apreciables. Sin embargo, debe prestarse atención a los valores usados para el incremento de tiempo en el esquema totalmente incremental para evitar problemas como los de Figura 4-5, donde al considerar un valor excesivo para los primeros incrementos, se cae en las oscilaciones observadas.

4.VIII. Propuestas para Futuros Desarrollos

*D*urante el desarrollo del presente trabajo, se han ido presentando diferentes alternativas para la solución de los problemas así como nuevas posibilidades para mejorar y ampliar la capacidad de resolución de la herramienta obtenida.

Entre las diferentes propuestas factibles de ser implementadas se destacan :

Si bien se ha dado una interpretación física a los resultados obtenidos y estos reflejan un aceptable comportamiento del modelo general, sería de interés continuar con la validación de resultados obtenidos mediante su comparación con otros programas de elementos finitos existentes en el mercado o con casos prácticos experimentales. Lo primero puede hacerse en cuanto la facultad de ingeniería incorpore productos que permitan este tipo de simulación y lo segundo, ante la carencia total de información en el medio, podría realizarse orientado a ensayos triaxiales siempre y cuando se concrete la adquisición del equipamiento adecuado para este tipo de pruebas.

Implementación de un esquema de integración en el tiempo no incremental y validar o comparar desempeños con la actual metodología.

Incorporación de las matrices correspondientes a la parte gaseosa, para conformar un análisis no saturado compuesto por tres fases : Sólido - Agua - Aire. Se supone que los costos de implementación se verán plenamente compensados gracias a una representación mas cercana del caso real (casi siempre existe aire y agua en los poros) y además los problemas de condicionamiento del sistema de ecuaciones pueden desaparecer o ,al menos, disminuir considerablemente. Con respecto a esto último, confirmar las recomendaciones propuestas en cuanto a compresibilidades.

Extensión del modelo a tres dimensiones. Tanto el problema saturado como el no saturado, pueden llevarse a tres dimensiones con lo que se podría tener en cuenta la estabilidad de presas de corta longitud o de fundaciones aisladas no circulares. Cualquiera de los dos casos prácticos citados, son también de profusa ocurrencia en el medio. Claro está que esta sugerencia, se debe ligar al mejoramiento el equipamiento computacional pues, tanto la implementación de la propuesta anterior como esta, implicará una elevación considerable de la dimensión computacional del problema.

Inclusión de tensiones iniciales como cargas de gravedad y no como valores arbitrariamente elegidos. Se considera importante este aspecto debido a que realmente, las diferentes capas de suelo están sometidas a un estado tensional diferente según cambia la profundidad de las mismas. Teniendo en cuenta que el modelo de suelo es de buen comportamiento para casos que presenten ligera a ninguna preconsolidación, es clara la necesidad de tener en cuenta lo anterior. Se cree que ésto no representará un gran costo computacional.

Utilización de otra forma objetiva de medir tensiones en el caso de grandes deformaciones. Para el presente trabajo se ha utilizado el tensor de tasas de Jaumann. Podría implementarse mejoras en el uso de dicho tensor o bien reemplazarlo por otro como ser el de Truesdell^[20] .

Estudio de casos en los que el uso de grandes deformaciones introduzca un diferencia considerable en la evaluación de las variables. Se supone que las arcillas escasamente a normalmente consolidadas presentarían características de deformación que justificarían con creces la implementación de no linealidad geométrica.

CAPITULO 4 PROBLEMAS RESUELTOS. CONCLUSIONES. 62

4.1. PROBLEMAS RESUELTOS.	63
4.1.1. CASO UNIDIMENSIONAL DE TERZAGHI.	63
4.1.2. FUNDACIÓN DIRECTA CORRIDA.	66
4.1.3. PRESA DE MATERIALES SUELTOS.	70
4.2. ESTABILIDAD NUMÉRICA.	71
4.3. INFLUENCIA DE LAS COMPRESIBILIDADES	73
4.4. INFLUENCIA DE LAS DEFOR. VOLUMÉTRICAS PLÁSTICAS.	75
4.5. INFLUENCIA DEL MODELO DE SUELO	77
4.6. INFLUENCIA DEL TENSOR DE PERMEABILIDAD	77
4.7. INFLUENCIA DEL INTERVALO DE TIEMPO	78
4.8. PROPUESTAS PARA FUTUROS DESARROLLOS	79
Figura 4-1 : Caso unidimensional. Malla y dimensiones.	63
Figura 4-2 : Presión de poros para carga lenta.	64
Figura 4-3 : Isócronas y simulación numérica.	65
Figura 4-4 : Curva grado de consolidación - tiempo.	65
Figura 4-5 : Curva grado de consolidación - tiempo. Δt inadecuado.	66
Figura 4-6 : Fundación directa corrida. Mallado y dimensiones.	66
Figura 4-7 : Trayectoria de tensiones efectivas.	67
Figura 4-8 : Presión de poros desarrolladas en el tiempo.	68
Figura 4-9 : Desplazamientos para diferentes compresibilidades.	69
Figura 4-10 : Presa de tierra. Mallado y dimensiones.	70
Figura 4-11 : Trayectoria de tensiones para casos seco y saturado.	71
Figura 4-12 : Tray. de tensiones efectivas para diferentes compresibilidades.	75
Figura 4-13 : Forma de la trayectoria de tensiones según la sup. de falla.	76
Figura 4-14 : Presión de poros para distinta permeabilidad.	78