

01174



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

ENTIDAD PARTICIPANTE: FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE PORO,
FRACTURA, ESFUERZOS VERTICALES Y
HORIZONTALES A PARTIR DE CONDICIONES
GEOMECÁNICAS Y PROPIEDADES
POROELÁSTICAS DE LA ROCA**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA PETROLERA**

P R E S E N T A :

RICARDO ALBERTO FERNÁNDEZ PACHECO

ASESOR: DR. DANIEL GARCÍA GAVITO

CD. DE MÉXICO, D.F. (2003)



2004

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

C O N T E N I D O

	Página
RESUMEN	v
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II. REVISIÓN DE LITERATURA	3
II.1 Métodos de Predicción de la Presión de Poro	3
II.1.1 Importancia de Conocer las Presiones Anormales	3
II.1.2 Cómo se Pueden Conocer las Presiones Anormales	4
II.1.3 Origen de las Presiones Anormales	4
II.1.3.1 Nivel Piezométrico del Fluido	5
II.1.3.2 Características del Sistema Roca-Fluidos	5
II.1.3.3 Ritmo de Sedimentación y Ambiente de Deposito	5
II.1.3.4 Actividad Tectónica	6
II.1.3.5 Fenómeno de Diagénesis	6
II.1.3.6 Represionamiento o Recarga	6
II.1.3.7 Fenómenos Osmóticos de Filtración	7
II.1.3.8 Efectos Termodinámicos	7
II.1.3.9 Teoría de la Compactación	7
II.1.4 Registros Geofísicos	9
II.1.4.1 Registro Sónico (Δt)	10
II.1.4.2 Registro de Densidad (RHOB)	10
II.1.4.3 Registro Neutrón (CNL)	11
II.1.5 Presiones	11
II.1.5.1 Presión Hidrostática	11
II.1.5.2 Esfuerzo de Sobrecarga	11

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Ricardo Alberto

Fernández Pacheco

FECHA: 13 de febrero 2007

FIRMA: [Firma]

II.1.6 Cálculo del Gradiente del Esfuerzo de Sobrecarga a Partir de Registros Geofísicos	13
II.1.6.1 Integrando la Densidad Volumétrica (ρ_b) obtenida a través del registro de densidad (RHOB)	13
II.1.6.2 Método de Iqbal Bootwala	13
II.1.6.3 Método de Bourgoyne	14
II.1.6.4 Método de Belloti y Giacca	18
II.1.7 Presión de Poro y/o Formación	20
II.7.1 Presión subnormal	21
II.1.7.2 Presión Normal	21
II.1.7.3 Presión Anormal	21
II.1.7.4 Gradiente de Presión de Poro $\left(\frac{P_{pn}}{D} \right)$	21
II.1.8 Predicción, Detección y Evaluación de las Presiones de Poro ANORMALES $\left(\frac{P_{pa}}{D} \right)$	22
II.1.9 Presión de Fractura	24
II.1.9.1 Predicción del Gradiente de Fractura $\left(\frac{P_{fr}}{D} \right)$	24
II.1.9.2 Método de Hubbert y Willis	24
II.1.8.3 Método de Matthews y Kelly	25
II.1.9.4 Método de Pennebaker	26
II.1.9.5 Método de Eaton	26
II.1.9.6 Método de Anderson y colaboradores	27
II.1.9.7 Método de Pilkington	29
II.1.9.8 Método de Cesaroni y colaboradores	29
II.1.9.9 Método de Breckels & Van Eekelen	30
II.1.9.10 Método de Daines	31
II.1.9.11 Método de Bryant	31
II.1.9.12 Método para Pozos Marinos	31

II.2 Métodos de Predicción de las Propiedades Poro-elásticas	33
II.2.1 Ecuación de onda	33
II.2.2 Teoría de propagación de ondas P y S en medios elásticos continuos	34
II.2.3 Cálculo de los módulos elásticos dinámicos	38
II.2.4 Velocidad del sonido en las rocas	40
II.2.5 Módulos elasto-dinámicos de la roca	41
II.2.5.1 Módulo de corte "G"	42
II.2.5.2 Módulo volumétrico "K"	42
II.2.5.3 Constante elástica de Lamé " λ "	42
II.2.5.4 Modulo de Young "E"	43
II.2.5.5 Relación de Poisson " μ "	43
II.2.5.6 Módulo de compresibilidad volumétrica " C_b "	43
II.2.6 Criterio de Falla por Mohr-Coulomb	43
II.2.6.1 Resistencia a la compresión " C_o "	47
II.2.6.2 Resistencia a la tensión " T_o "	49
II.3 Métodos de Predicción de las Condiciones Geomecánicas	53
II.3.1 Rocas duras, rocas poco consolidadas y suelos	53
II.3.2 Sistemas de partículas y concepto de esfuerzos efectivos	53
II.3.3 Ley de los Esfuerzos Efectivos	54
II.3.4 Teoría de Poro-Elasticidad - Coeficiente poroelástico de Biot " α "	55
II.3.5 Relación Esfuerzos-Deformaciones	58
II.3.6 Concepto de la Teoría de la elasticidad	58
II.3.7 Estimación de los Esfuerzos Horizontales (mínimos y máximos)	59
CAPÍTULO III. DESARROLLO DEL MODELO	63
III.1 Modelo Matemático y Metodología de Cálculo	63
III.1.1 Teoría de Poroelásticidad	65

III.1.2 Ecuaciones de Poroelásticidad	66
III.2 Metodología de Cálculo	69
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	97
IV.1 Ejemplos de Aplicación	97
IV.1.1 Eventos principales de la problemática	97
IV.2 Análisis y Discusión de Resultados	99
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
V.1 Conclusiones	117
V.2 Recomendaciones	117
NOMENCLATURA	118
REFERENCIAS	123
BIBLIOGRAFÍA	127
APÉNDICES	128

R E S U M E N

El crecimiento desarrollado de la industria petrolera implica la perforación de pozos cada vez más profundos y severos o críticos, lo que ha obligado a crear nuevas técnicas para poder lograr la perforación exitosa de éstos. Uno de los principales problemas con el que se ha enfrentado el ingeniero petrolero es el del control y determinación de las presiones anormales y ha recibido más atención que cualquier otra fase en las operaciones de perforación; una de las razones para este énfasis es que los costos se elevan demasiado cuando existen zonas de presión anormal.

Tradicionalmente, la predicción de geopresiones ha sido basada en datos básicos como los pesos de lodos, pruebas de formación, pruebas de leak-off, así como de datos de registros geofísicos (**sónico, resistividad, etc.**)

Por ello, la evaluación cuantitativa de los esfuerzos verticales, horizontales (**mínimo y máximo**), presión de poro y fractura juega un rol importante en el éxito de la perforación de pozos, principalmente en cuencas de aceite, como gasíferas y en aguas profundas. La capacidad de cuantificar perfiles de geopresiones, antes y mientras se perfora, es entonces un factor primario en la reducción de los riesgos asociados tanto con las presiones de formación en sub-superficie y los costos de perforación. Para lograr este objetivo, se ha planteado una estrategia que involucra al área de exploración y de perforación para mejorar la comprensión de las geopresiones y sustentar un programa apropiado de los asentamientos de las tuberías de revestimiento y de la densidad del fluido de control. Adicionalmente de las condiciones de entrapamiento y sello. Un buen entendimiento de las propiedades poroelásticas de la roca en conjunto con las mejores prácticas geofísicas de predicción de presiones.

Cualquiera que sea la causa inicial de las sobre presiones, éstas constituyen un riesgo potencial durante la perforación de una área nueva. En yacimientos ya desarrollados, un excelente conocimiento tanto de la presión como de la extensión de los intervalos sobre presurizados, permite una perforación y terminación eficaz de los pozos petroleros.

Por ende, se desarrollo una metodología con el propósito para determinar los perfiles de presión de poro y fractura; como a su vez los esfuerzos verticales (**sobrecarga**) y horizontales (**mínimo y máximo**) a partir de condiciones geomecánicas y propiedades poroelásticas de la roca, con ecuaciones semi-empíricas apoyándose de los registros geofísicos (**RHOB y Δt**) siendo ello la contribución académica y operativa del presente trabajo de investigación.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN.

El crecimiento desarrollado de la industria petrolera implica la perforación de pozos cada vez más profundos y severos o críticos, lo que ha obligado a crear nuevas técnicas para poder lograr la perforación exitosa de éstos. Uno de los principales problemas con el que se ha enfrentado el ingeniero petrolero es el del control y determinación de las presiones anormales y ha recibido más atención que cualquier otra fase en las operaciones de perforación; una de las razones para este énfasis es que los costos se elevan demasiado cuando existen zonas de presión anormal.

La detección de las presiones anormales de formación o poro, es esencial para la planeación apropiada del pozo, así como durante la perforación del mismo. Algunas de las aplicaciones más comunes de los principios de la detección de las presiones de poro son:

- i. Reducir la frecuencia y severidad de brotes
- ii. Minimizar la tendencia de pegaduras por presión diferencial.
- iii. Maximizar el ritmo de penetración o velocidad de perforación, usando el mínimo peso de lodo equivalente.
- iv. Reducir el daño a las formaciones productoras, resultantes por uso de densidades del fluido de perforación excesivas e innecesarias.

Cuando estos principios y técnicas de detección son eficientemente aplicados, el pozo en cuestión puede ser perforado en una forma eficiente; minimizando el tiempo y costo de perforación.

Las zonas de presión anormal pueden ser detectadas antes, durante y después de la perforación del pozo.

Entonces, la presión de poro es un parámetro importante en el cualquier estudio aplicando la teoría de la geomecánica y propiedades poro-elásticas de las rocas, dentro del sistema roca-fluido. El fluido del poro puede formar parte de los esfuerzos totales aplicados al sistema de este modo alivia un poco a la matriz rocosa de la parte de la carga soportada. El esfuerzo efectivo es definido por Terzaghi como la pérdida total de esfuerzos de la presión de poro. Dicho concepto fue introducido por vez primera por Terzaghi en el campo de la mecánica de forma empírica; este concepto fue después redefinido por Biot.

La presión de poro participa en tres efectos principales en el comportamiento mecánico de la roca:

- Reducción del esfuerzo efectivo de la roca.
- Reducción de la cohesión que es una propiedad inherente de la roca.
- Reducción del esfuerzo uniaxial a la compresión de la roca.

Por ende, se puede considerar una formación geopresionada anormalmente alta con respecto a la presión hidrostática en ese punto, dichos efectos se van a incrementar.

Los causantes de las presiones de poro anormales pueden deberse a factores como: Procesos geológicos, físicos, geoquímicas y mecánicos.

Finamente, la formación de presiones de poro anormalmente altas o bajas, se deben a los siguientes mecanismos:

- a. Incremento del efecto de compactación.
- b. Cambio del volumen del fluido confinado en el poro de la roca-matriz.
- c. Movimiento del fluido.

Cualquiera que sea la causa inicial de las sobrepresiones, éstas constituyen un riesgo potencial durante la perforación de una área nueva. En yacimientos ya desarrollados, un excelente conocimiento tanto de la presión como de la extensión de los intervalos sobre presurizados, permite una perforación y terminación eficaz de los pozos petroleros.

Con ello se llevo a cabo el estudio de determinación de presiones de poro y gradientes de fractura a través de correlaciones y a su vez una investigación exhaustiva desarrollada sobre la teoría relacionada con las propiedades poroelásticas y condiciones geomecánicas de la roca que nos llevasen a comprender como determinar, evaluar y analizar los perfiles de geopresiones más los esfuerzos verticales (**sobrecarga**) y horizontales (**mínimo y máximo**) a los que se somete las formaciones.

Por lo tanto, la tesis de investigación presentada, busca cumplir con el objetivo de desarrollar soluciones analíticas y expresiones matemáticas que justifiquen al comportamiento más apegado a la realidad., por medio de una metodología de cálculo desarrollada para predecir la presión de poro, el gradiente de fractura y los esfuerzos in-situ en direcciones verticales y horizontales, aplicando la teoría de la poroelasticidad y la ciencia de la geomecánica de rocas en la actividad de la industria petrolera orientada a la disciplina de ingeniería de perforación.

Por ende, la siguiente tesis sea de gran ayuda para aquellos ingenieros de perforación e investigadores interesadas en seguir contribuyendo en la madurez de la geomecánica de rocas y el estudio de las propiedades poroelásticas de la roca aplicados a la ingeniería petrolera y poder así minimizar los costos de la perforación y terminación de pozos logrando beneficios.

CAPÍTULO II

II.1 Métodos de Predicción de la Presión de Poro

En cualquier ambiente geológico, las presiones normales de poro son iguales a la presión que ejerce una columna hidrostática de agua desde la superficie, hasta la profundidad considerada. Las presiones anormales de formación, por definición, se caracterizan por una tendencia que se desvía de la normal, es decir, pueden existir altas presiones anormales (**sobre presiones: superiores a la presión hidrostática del agua**), como también pueden existir presiones inferiores a la normal (**presiones subnormales**), aunque la experiencia adquirida en la perforación a escala mundial son menos frecuentes que las sobre presiones.

Las formaciones con presiones anormales se encuentran en un rango de edades geológicas que van desde el Paleozoico hasta el Cenozoico, en profundidades desde unos cuantos metros, hasta más de 7000 m en zonas tanto costa fuera como continentales.

El éxito de algunas operaciones, tanto de exploración, perforación y terminación de pozos, depende en gran medida de la detección y cuantificación de las zonas de geopresiones anormales.

La experiencia indica que existe una relación entre la distribución de aceite y gas en el subsuelo con las presiones y temperaturas; de aquí que sea de gran interés el conocimiento de estos parámetros en las operaciones de exploración y perforación.

Un ambiente geológico que se caracteriza por una presión de formación normal, se debe considerar como un sistema hidráulico "**abierto**" es decir, permeable, donde el fluido se comunica entre las formaciones y permite que se mantengan condiciones de equilibrio hidrostático. En cambio, los ambientes caracterizados por presiones anormalmente altas (**o bajas**), son esencialmente "**cerrados**", es decir que impiden total o parcialmente la comunicación de fluidos.

Es posible la existencia conjunta de presiones de formación normal o anormal, sólo si están separadas por una barrera de permeabilidad, que actúa en este caso como barrera de presión.

Según la ley de esfuerzo efectivo de compactación Terzaghi, la presión de poro puede ser determinada entre la diferencia del esfuerzo de sobrecarga y el esfuerzo efectivo:

$$P_p = \sigma_{ob} - \sigma_v \quad (2.1)$$

A pesar de que se han desarrollado varios métodos para detectar la sobrepresión efectiva detectada en formaciones tipo arenas/lutitas, por tanto ha sido un problema difícil de estimar la presión de poro en los carbonatos. Para ello se ha encontrado una relación entre las velocidades de onda compresional y de cizallamiento (V_p/V_s) y el esfuerzo vertical efectivo, la relación de Poisson y el esfuerzo vertical efectivo.

$$P_e = me^{nx} \quad (2.2)$$

Donde x es la relación entre (V_p/V_s), o la relación de Poisson (μ), m y n son parámetros.

II.1.1 Importancia de conocer las Presiones Anormales

El conocimiento aproximado de las presiones de poro juega un papel muy importante en la perforación y terminación de pozos.

El conocer en forma adecuada dichas presiones permite realizar una mejor planeación de los pozos del área. Específicamente, se puede:

- Delinear los perfiles de los gradientes de presión de poro y de fractura.
- Seleccionar la profundidad de asentamiento de las tuberías de revestimiento.
- Determinar el programa de fluidos de perforación y control.
- Elaboración de programas adecuados de perforación, terminación y mantenimiento de pozos.
- Reducir potencialmente el daño a las formaciones productoras.
- Aumentar la velocidad de perforación y/o ritmo de penetración.

II.1.2 Cómo se pueden conocer las Presiones Anormales

Las propiedades de los estratos lutíticos se utilizan para predecir y cuantificar la magnitud de las geopresiones anormales.

El problema de las geopresiones anormales con gran magnitud y actualmente existen diversas técnicas para su detección y cuantificación. Las tendencias típicas, tanto de presiones normales, como de las anormales se pueden apreciar en gráficas de profundidad contra:

- Resistividad
- Conductividad
- Tiempo de tránsito (Δt)
- Porosidad (**CNL**)
- Factor de formación
- Densidad (**RHOB**)
- Temperatura
- Propiedades geomecánicas de las rocas.

En las zonas sobrepresionadas los valores de los parámetros graficados divergen de la tendencia normal y el grado de divergencia es proporcional a la magnitud de la sobrepresión.

Sin embargo, no todas las divergencias representan zonas de presión anormal. De aquí la importancia de correlacionar todos los resultados, para llegar a conclusiones satisfactorias.

II.1.3 Origen de las Presiones Anormales

Existen diversas causas de las presiones anormales y/o geopresiones en las formaciones. Y aunque el origen no está completamente definido, se han identificado diferentes mecanismos que tienden a causarlas. El fenómeno está relacionado a procesos geológicos, físicos, geoquímicas y mecánicos. A menudo es difícil, si no es que imposible, especular sobre la importancia que toma cada proceso en un ambiente geológico sobrepresionado de un área específica ya que frecuentemente los procesos que originan las presiones anormales casi siempre en todas las zonas estudiadas prevalecen una combinación de estos procesos que se describen a continuación:

II.1.3.1 Nivel Piezométrico del Fluido

Cuando una capa porosa y permeable aflora y está confinada por otras capas impermeables, el fluido alcanza un nivel Piezométrico regional mayor. Este nivel puede ser un parámetro que determina valores altos de geopresiones, el cual se manifiesta al perforar un pozo artesiano.

En sistemas de este tipo, las sobre presiones resultantes van desde pequeñas hasta moderadas. Sin embargo, algunas veces llegan a ser moderadas.

II.1.3.2 Características del Sistema Roca-Fluidos

En yacimientos cerrados, tales como en formaciones lenticulares, anticlinales y formaciones con grandes buzamientos, las sobre presiones se pueden generar si existe una acumulación de fluidos de baja densidad, como el gas y el aceite, desplazando el agua de la formación.

La acumulación de hidrocarburos genera un efecto de resorte represionado y es igual al efecto de flotación del agua desplazada. Esta es la energía hidráulica del yacimiento. La energía es más grande en la parte superior de la columna y disminuye hasta el equilibrio hidrostático en el contacto hidrocarburos/agua. La sobrepresión en la cima de una columna de hidrocarburos y agua puede ser estimada como la diferencia entre el gradiente de presión del agua (**0.433 psi/pie ó 0.465 psi/pie**) y el gradiente de presión promedio de los hidrocarburos (**aceite y agua**) multiplicada por la altura de la columna de hidrocarburos:

$$\Delta p_{hc} = \left[\left(\frac{p_w}{D} \right) - \left(\frac{p_{hc}}{D} \right) \right] h \quad (II.3)$$

II.1.3.3 Ritmo de Sedimentación y Ambiente de Depósito

Durante el proceso de sedimentación y compactación se genera una energía potencial en el interior de la roca en las formaciones compactadas. Como resultado se tiene un flujo de fluidos intersticiales hacia zonas permeables y porosas con presión más baja, hasta establecer el equilibrio que prevalecía antes del depósito de los nuevos estratos.

Las zonas sobrepresionadas pueden estar asociadas con periodos de rápida depositación, donde la tendencia al equilibrio hidráulico que acompaña a una compactación normal se ve interrumpida por alguna restricción que impide la expulsión de los fluidos. Generalmente esta restricción se debe al sello consistente en una zona mineralizada, resultante de la cementación de arenas y lutitas por sal, calcita, anhidrita, dolomía u otros minerales solubles en agua; dando como resultado taponamiento de los poros.

Algunos investigadores proponen que la creación y mantenimiento de las geopresiones anormales dependen en gran medida de la conductividad hidráulica de las formaciones. Probablemente, el ritmo de sedimentación es el factor que más influye en el desarrollo de presiones anormales.

La causa principal de la compactación desequilibrada es la compresión vertical rápida (**velocidades elevadas de sedimentación**), que consiste en incrementos rápidos de esfuerzos de sobrecarga cuando ocurre compactación de sedimentos normal (**lenta sedimentación vertical**). Debido a este rápido incremento de esfuerzo de sobrecarga, los fluidos del estrato saturado deben expulsarse o drenar rápidamente debido a la baja permeabilidad, se genera una presión de poro de mayor a los valores hidrostáticos, por lo que el estrato está bajo-compactado ya que el agua ofrece resistencia a que los poros se compacten.

Entonces, un requisito importante para que exista una compactación desequilibrada es la baja permeabilidad del estrato, por lo que este proceso puede presentarse comúnmente en estratos arcillosos gruesos, y sucesiones de lutitas.

- En las arenas, la compactación puede reducir la porosidad inicial de un rango de 39% a 49%, a valores entre 15% y 25% de volumen de la roca a profundidades de 2000 a 3000 m. Esto principalmente se debe a un re-arreglo de los granos de arena y alguna disolución química producida en los contactos de los granos. A mayores profundidades el efecto de compactación se reduce, sin embargo; puede disminuir aún la porosidad debido a la cementación diagenética.
- En las lutitas, la compactación reduce la porosidad de un rango inicial de 65 a 85% a valores entre 5 y 10% de volumen de la roca a profundidades de 4000 a 6000 m. Esto puede deberse principalmente a las características de ductibilidad que la lutita presenta.

La compactación desequilibrada puede considerarse como un fenómeno de transición que se disipa a través del tiempo. Deming en 1994, demostró que la permeabilidad mínima para que una unidad geológica actúe como sello por más de mil años será de 10^{-6} a 10^{-8} md, este rango es menor a la permeabilidad medida en las lutitas, por lo que ninguna lutita natural actuará como sello perfecto.

Por ello, la presión perderá su magnitud a un ritmo proporcional a la permeabilidad vertical e inversamente proporcional al espesor de la lutita. Entonces, la presión producida por el desequilibrio en la compactación se disipará gradualmente a través del tiempo ya sea por un lento movimiento del fluido a través del sello arcilloso o por medio de una migración de los fluidos hacia los acuíferos existentes intercalados entre las lutitas.

II.1.3.4 Actividad Tectónica

Las geopresiones pueden ser el resultado de callamientos locales o regionales, plegamientos, deslizamientos laterales, represionamiento causado por caídas de bloques fallados, movimientos diapíricos de sal (**domos salinos y lentes de sal**) y/o lutitas, movimientos telúricos, etc. Por ejemplo, las presiones anormales causadas por movimientos diapíricos se deben a que estos movimientos son acompañados por afallamientos locales y movimientos diapíricos de los estratos lutíticos más jóvenes.

II.1.3.5 Fenómeno de Diagénesis

Básicamente, el fenómeno de diagénesis es una alteración química de los sedimentos y sus constituyentes minerales, posterior al depósito, por procesos geológicos. El proceso de diagénesis incluye la formación de nuevos minerales, redistribución y recristalización de las sustancias en sedimentos y litificación. A continuación se presentan dos procesos de naturaleza diferentes, los cuales pueden coadyuvar al origen y mantenimiento de las geopresiones; aunque varios factores son los que intervienen.

1. *Diagénesis de Sedimentos Arcillosos*: La importancia de la diagénesis en la generación de presiones anormales es cuantificable con poca precisión, puesto que otros mecanismos están involucrados para impedir el escape de los fluidos.
2. *Diagénesis en Secuencias de Carbonatos*: La diagénesis en carbonatos contribuyen al origen de geopresiones ya que crean barreras impermeables en las secuencias porosas y permeables, restringiendo la salida de los fluidos. De este modo, durante el incremento del esfuerzo de sobrecarga una gran energía potencial en los fluidos dentro de los poros originándose así presiones anormales.

II.1.3.6 Represionamiento o Recarga

Las presiones anormales también pueden ser generadas por recarga de fluidos dentro de la zona porosa y permeable, si existe una redistribución de fluidos por flujo a través de un conducto de otra zona porosa y permeable. El conducto puede ser una falla, una fisura o un agujero y la energía potencial que se genera puede ser transferida por:

- a. Fluidos de baja densidad (**aceite o gas**) del yacimiento normal o anormalmente presionado.
- b. A través de la transferencia de agua de la formación anormalmente presionada.

Si se tiene involucrado aceite o gas en el mecanismo de recarga, debe tomarse en cuenta el efecto de la diferencial de densidades y calcular la presión en la zona represionada. La energía potencial generada es igual a la energía contenida en la zona proveedora de fluido anormalmente presionada, disminuida por la energía necesaria para levantar de una zona a otra en contra de la gravedad y la energía gastada en vencer las fuerzas de fricción.

II.1.3.7 Fenómenos Osmóticos de Filtración

La presión osmótica se genera cuando dos soluciones de diferente concentración están separadas por una membrana semi-impermeable produciéndose flujo osmótico a través de ella. El flujo osmótico continúa hasta que el potencial químico sea el mismo en ambos lados de la membrana,

Para una solución dada, a condiciones isotérmicas, la presión osmótica es directamente proporcional a la diferencia de concentraciones y para un incremento de la temperatura la presión osmótica aumenta.

II.1.3.8 Efectos Termodinámicos

Los procesos termodinámicos pueden contribuir al desarrollo de geopresiones anormales, ya que incrementan el volumen de los fluidos contenidos en los espacios porosos, generando una sobrepresión que se suma a la presión interna de las formaciones, causada por la sobrecarga.

Considerando el efecto de temperatura sobre el agua es más pronunciado que el efecto de la presión. El efecto del agua a expandirse al aumentar la temperatura es más pronunciado que el efecto a comprimirse al incrementar la presión. Dos efectos son claramente evidentes para el caso mencionado: primero, la densidad del fluido disminuye y segundo, el aumento en volumen involucra un aumento de presión.

A medida que la formación va siendo sepultada debido al depósito de nuevos estratos y la compactación continúa, el exceso de fluido dentro de los poros soporta cada vez una mayor parte de la sobrecarga, si el escape de fluidos está limitado.

Como se indicó, si los fluidos son confinados dentro de la roca, se origina una zona de presión anormal.

II.1.3.9 Teoría de la Compactación

Para entender el proceso de compactación causado por el esfuerzo de sobrecarga, se empleara el modelo descrito por Terzaghi y Peck en 1943. En el modelo simularon la compactación de las arcillas saturadas con agua. El concepto se explica por un tubo cilíndrico con platos de metal perforados y separados entre sí por resortes y agua, la figura II.1 es una representación esquemática del modelo. El esfuerzo de sobrecarga, "**S**", se estimula por un pistón; a su vez los resortes simulan la comunicación entre las partículas de arcillas y estas se simulan por los platos perforados. El tubo también está equipado con una válvula de drene y un manómetro.

Al aplicar presión al plato de arriba, en este caso "**S**", la altura de los resortes entre los platos permanece sin cambio cuando la válvula de drene se encuentra cerrada, con la cual no se permite al agua escapar del sistema. Como el agua es casi incomprensible, en la etapa A la sobrecarga es soportada totalmente por el agua, incrementando la presión "**p**".

Una útil manera de registrar estas presiones es el término de la relación de la presión del fluido "**p**" al esfuerzo de sobrecarga "**S**", la cual está definida por "**λ**":

$$\lambda = \frac{p}{S} \quad (II.4)$$

Para las condiciones de la etapa A en la figura II.1, " λ " tiene un valor de uno; por lo tanto, el sistema está sobrepresionado. Cuando al agua se le permite escapar del sistema (**abriendo la válvula**), los platos se mueven ligeramente hacia abajo (**el sistema se compacta**), y los resortes soportan parte del esfuerzo aplicado. Conforme más agua se deje escapar del sistema, los resortes soportarán una mayor parte de este esfuerzo, y " λ " será menor que uno. Finalmente, si escapa suficiente agua del sistema los resortes alcanzan un estado llamado "**equilibrio de compactación terminal**". En esta etapa, la carga aplicada es soportada casi totalmente por el esfuerzo generado en los resortes y la presión en el agua, es simplemente la causada por la presión hidrostática. Así el valor de " λ " es aproximadamente 0.465 psi/pie.

Hubbert y Rubey en 1959 demostraron que el esfuerzo de sobrecarga " S " es soportado por la presión del fluido " p " y el esfuerzo " σ " ejercido por las partículas de arcilla en la matriz rocosa, de esta manera estableció una ecuación de equilibrio ampliamente aceptada.

$$S = \sigma + p \quad (II.5)$$

Despejando el esfuerzo " σ " de la ecuación anterior;

$$\sigma = S - p \quad (II.5a)$$

Ahora, sustituyendo la ecuación II.4 en II.5; tenemos:

$$\sigma = (1 - \lambda)S \quad (II.5b)$$

Tomando en cuenta el esfuerzo de sobrecarga total es:

$$S = \rho_b g D \quad (II.6)$$

Y sustituyendo la ecuación II.6 en II.5b;

$$\sigma = (1 - \lambda)\rho_b g D \quad (II.7)$$

Entonces " σ " es análogo al esfuerzo soportado por los resortes en el modelo de Terzaghi y Peck.

Si la figura II.1 y la ecuación II.5 se estudian, es obvio que si " S " se incrementa y el fluido se deja escapar, " σ " debe crecer mientras " p " permanece como la presión hidrostática. Sin embargo, si el fluido no puede escapar " p " deberá crecer conforme " S " se incrementa.

Hubbert y Rubey publicaron una teoría relacionada con la compactación de las rocas arcillosas; establecieron que la sobrecarga se incrementa como resultado de la depositación de los sedimentos. El fluido que una vez estuvo dentro de los poros de una formación, fue expulsado fuera de ésta por la compactación. En muchos casos, no hay rutas de escape para los fluidos; de ser así, el fluido llega a sobre presionarse de acuerdo a la ecuación II.5.

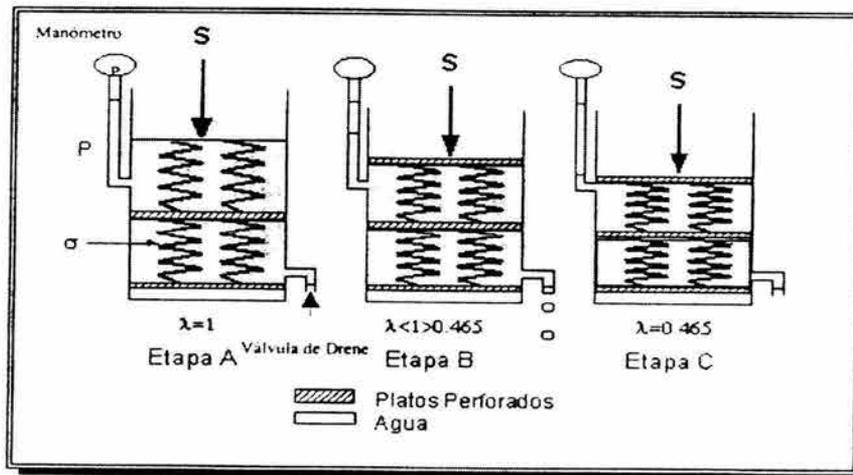


Figura II.1 Representación esquemática de la compactación de las lutitas

Los autores demostraron que el esfuerzo efectivo " σ " ejercido por la matriz depende únicamente del grado de compactación de las arcillas, en otras palabras se puede decir que " σ " crece continuamente con la compactación; siempre y cuando los fluidos tiendan a escapar de la matriz porosa.

Una de las maneras de medir cualitativamente el grado de compactación de las arcillas es la porosidad (ϕ); a mayor compactación menor porosidad. No obstante podemos inferir que para una arcilla dada, con un valor de porosidad existe un valor máximo de esfuerzo compresivo (σ); el cual la arcilla puede soportar sin sufrir compactación.

De la ecuación II.5 y II.6 podemos establecer que la porosidad a una profundidad " D " depende de la presión del fluido. Si esta presión es anormalmente alta a la misma profundidad entonces σ es análogo al esfuerzo soportado por los resortes en el modelo de Terzaghi y Peck.

II.1.4 Registros Geofísicos

Los registros geofísicos miden las propiedades físicas de las formaciones atravesadas por un pozo, estas propiedades se detectan de una manera directa o indirecta de acuerdo con el principio.

La información se obtiene al introducir una sonda al pozo ésta se coloca mediante un cable conductor aislado a través del cual se recibe una señal natural de formación (**entrada**) y es transmitida a través de circuitos electrónicos ocasionando una distorsión (**causada por el equipo**) cuando es registrada (**salida**). La información no deseada (**ruido**) es ocasionada por factores ambientales dentro del pozo o por el equipo en la superficie (**calibración del equipo**).

Por otra parte no debemos olvidar que los análisis de registros son un procedimiento común para estimar la presión de poro en pozos que se perforan. Las nuevas herramientas LWD y MWD implementan una técnica de análisis de registros mientras se perfora en tiempo real. Las técnicas de análisis usan el efecto de la alta porosidad anormal de las propiedades de la roca tales como el tiempo de tránsito y la densidad volumétrica. Cabe hacer notar que cualquier registro dependiente principalmente de la porosidad puede ser usado en la evaluación cuantitativa de presiones de poro.

Los registros que mejor permiten detectar las geopresiones anormales son:

- Registros sísmicos (Δt).
- Registros de densidad (**RHOB**).

- Registros de neutrón (CNL)

Se trata de establecer, para condiciones normales de presión y de compactación, tendencias de las respuestas de las herramientas con respecto a la profundidad. Un cambio con respecto a la tendencia establecida en condiciones normales de compactación, indica presencia de presiones anormales.

II.1.4.1 Registro Sónico (Δt)

El registro sónico mide la velocidad de propagación del sonido en las formaciones atravesadas por el pozo. Los registros sónicos miden el tiempo de tránsito compresional. Para hacerlo el transmisor es activado una vez y un circuito electrónico mide el tiempo transcurrido a la primera incursión negativa del arribo compresional en el receptor cercano. El transmisor se pulsa nuevamente y el circuito mide el tiempo transcurrido al receptor lejano. La diferencia en tiempos de arribo se calcula y se divide entre la distancia (**en pies**) de los receptores. El resultado se presenta en el registro como tiempo de tránsito de la formación en microsegundos por pie ($\mu\text{seg/pie}$). La exactitud de las mediciones es muy buena, aproximadamente $\pm 0.25 \mu\text{seg/pie}$.

Los tiempos de viaje compresionales varían desde $40 \mu\text{seg/pie}$ en formaciones duras o compactadas, hasta $150 \mu\text{seg/pie}$ en formaciones suaves. Las correspondientes velocidades, las cuales son el inverso del tiempo de tránsito, varían de 2500 a $6000 \mu\text{seg/pie}$. Como dato comparativo el tiempo de tránsito en el agua (**o fluido de perforación**) es aproximadamente $190 \mu\text{seg/pie}$. La herramienta ocasionalmente leerá este valor en agujeros extremadamente grandes, en los cuales la onda directa del lodo arriba primero a los receptores.

El registro sónico es una herramienta de apoyo cuando el agujero es muy irregular, cuando la porosidad secundaria es muy importante o si existen minerales pesados como la pirita que afecta a la herramienta de densidad.

Para el dicho registro sónico el tiempo de tránsito es función del contenido de fluido. A mayor porosidad, mayor tiempo de tránsito y viceversa. El efecto de compactación se demuestra como una tendencia decreciente del tiempo de tránsito con respecto a la profundidad. En zonas geopresionadas se observan tiempos de tránsito superiores a la tendencia normal.

A fin de poder observar estos fenómenos, se recomienda usar escalas de profundidad como de $1/1500$ y escalas logarítmicas para el tiempo de tránsito. Es necesaria la comparación con registros de Rayos Gamma (**RG**) y de calibre del agujero para la interpretación correcta de los resultados.

Este registro sónico es poco sensible a los efectos de agujero. Además los registros sónicos son más populares debido a que proporcionan una mayor precisión en la interpretación de la porosidad de las fracturas de la formación y del agua.

II.1.4.2 Registro de Densidad (RHOB)

El registro de densidad mide la densidad de los electrones de la formación, la cual está relacionada con la densidad total de formación. La densidad total de la matriz depende de la matriz de la roca, de su porosidad y de la densidad del fluido que se encuentra en los poros.

Dicho registro se utiliza principalmente para determinar la porosidad. La medición de la densidad también permite identificar minerales en depósitos de evaporitas, evaluar las litologías complejas y determinar el volumen de arenas arcillosas, detectar zonas de gas y determinar el rendimiento en las zonas petrolíferas.

La densidad es útil en la determinación de las propiedades mecánicas de la roca, las cuales se obtienen de dos formas: primero, la densidad es necesaria para convertir de velocidades acústicas a módulos elásticos, segundo, la densidad integrada sobre la profundidad vertical del pozo es usualmente considerado para dar una buena

estimación del esfuerzo vertical (σ_v) o la sobrecarga (**S**), por lo menos en áreas de baja actividad tectónica. Cuando el registro de densidad esta disponible, el problema de la determinación de los esfuerzos **in situ** en todo el yacimiento se reduce a la determinación de la magnitud y orientación de los esfuerzos horizontales mayor (σ_{Hmax}) y mínimo (σ_{Hmin}).

II.1.4.3 Registro Neutrón (CNL)

El registro responde al contenido total de hidrógeno en las formaciones arcillosas (**incluyendo el hidrógeno del agua congénita de la arcilla**).

El registro neutrón se utiliza principalmente para identificar las formaciones porosas, para con ello poder determinar la porosidad (ϕ). El registro permite obtener un valor real del volumen de poros que contienen fluido, también se identifican las zonas de gas con ayuda de otro registro de porosidad o mediciones de porosidad obtenidos de núcleos.

La combinación de los registros neutrón (**CNL**), sísmico (Δt) y densidad (**RHOB**), permiten obtener valores más exactos de porosidad, así como identificación de la litología, incluyendo la cantidad de arcilla que se encuentra en la formación.

II.1.5 Presiones

La base para una perforación eficiente radica en el conocimiento de la presión de poro. Un peso excesivo provoca invasión exagerada, daño de formación, riesgos de pegadura por presión diferencial y colapso del pozo. Si la presión que ejerce a la columna del fluido de perforación llega hasta el límite de resistencia de la roca, se pueden producir pérdidas de circulación, disminuyendo notablemente la presión hidrostática sobre la formación, lo cual representa riesgos serios de descontrol del pozo.

Para que un pozo este bien planeado, será necesario el perfecto conocimiento de las presiones existentes en el subsuelo. Existe una relación íntima entre las propiedades de la roca y las geopresiones de las formaciones a perforar ya que la mejor manera de entenderlas son los procedimientos para cuantificar la magnitud y la distribución de estas presiones en el subsuelo.

II.1.5.1 Presión Hidrostática

Es la fuerza que ejerce el peso de una columna de fluido sobre el área, la presión hidrostática es igual al producto de la densidad promedio del fluido involucrado y la altura de la columna del mismo fluido, tal como se aprecia en la siguiente ecuación:

$$p_h = \rho_f D \quad (II.8)$$

II.1.5.2 Esfuerzo de Sobrecarga

El esfuerzo de sobrecarga (**S**), es la presión originada por el peso de las rocas suprayacentes a una cierta profundidad de interés y se calcula a partir de la densidad combinada de la matriz rocosa y de los fluidos contenidos en los espacios porosos. Matemáticamente:

$$S = (1 - \phi)\rho_b D + \phi\rho_f D \quad (II.9)$$

Donde el primer término del lado derecho de la ecuación (II.9) representa el peso de la matriz rocosa y el segundo término representa el peso del fluido intersticial. Por supuesto, el gradiente de sobrecarga es:

$$\frac{S}{D} = (1 - \phi)\rho_b + \phi\rho_f \tag{II.10}$$

El esfuerzo de sobrecarga se incrementa únicamente con la profundidad. Un valor promedio del gradiente de sobrecarga es 0.231 kg/cm²/m (**1 psi/pie**), que corresponde a una densidad media del sistema roca-fluido de 2.31 gr/cm³. El gradiente de sobrecarga varía de un lugar a otro y debe calcularse para cada zona en especial, siempre que esto sea posible.

El procedimiento para calcular el esfuerzo de sobrecarga consiste en leer datos del registro de densidad (**RHOB**) a varias profundidades y suponer que la densidad de la roca o volumétrica (ρ_b) varía linealmente entre dos profundidades de lectura. Para encontrar la densidad promedio entre dos profundidades, bastará con calcular un promedio aritmético. A partir de estos cálculos se encuentra el gradiente de sobrecarga.

Así, para la zona del terciario de la zona continental del Golfo de México:

$$S = 0.231 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \text{ [1.0 psi/pie]} \tag{II.10a}$$

Mientras que para el área marina de la Sonda de Campeche:

$$S = 0.224 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \text{ [0.969 psi/pie]} \tag{II.10b}$$

El esfuerzo de sobrecarga juega un papel importante en el caso de los pozos perforados en aguas profundas, dado que todo perfil de sobrecarga deberá incluir las densidades de todos los materiales debajo del piso de perforación, es decir, la longitud de aire, el tirante de agua y la profundidad de los sedimentos de interés.

TABLA II.1 Elementos a considerar en el cálculo del Gradiente de Sobrecarga

Profundidad Vertical del Intervalo	Densidad (gr/cm ³)	Descripción
Del piso de perforación al nivel del mar	0.001	Aire
Del nivel del mar al lecho marino	1.06-1.07	Agua de mar
Del fondo marino a 150 m más abajo	1.60	Arcilla, etc.
Varios intervalos hacia la profundidad total	Incremento gradual	Capas diversas
Profundidad total menos 150 m	2.40	Arenisca y lutita

El problema principal estriba en el cálculo de las densidades de los sedimentos o volumétricas debajo del fondo marino, sobre todo los primeros 500 m. Si no se cuenta con valores de densidad de pozos vecinos, entonces se pueden utilizar los datos sísmicos para la densidad de los intervalos. De cualquier manera, se puede aplicar la ecuación de Gardner, la cual la densidad volumétrica con la velocidad promedio en el intervalo.

$$\rho_b = 0.23V^{0.25} \tag{II.11}$$

Para la Costa del Golfo la compañía AMOCO generalizó:

$$\rho_b = 0.12005 \left[16.3 + \left(\frac{D - W - A}{3125} \right)^{0.6} \right] \tag{II.12}$$

Esta fórmula fue usada para integrar la densidad volumétrica para crear la curva del esfuerzo de sobrecarga con respecto a la profundidad desarrollada.

II.1.6 Cálculo del Gradiente del Esfuerzo de Sobrecarga a Partir de Registros Geofísicos

II.1.6.1 Integrando la Densidad Volumétrica (ρ_b) obtenida a través del registro de densidad (RHOB)

También podemos obtener el esfuerzo de sobrecarga, con la siguiente fórmula general:

$$S = 1.42(\rho_b D) \quad (\text{II.11})$$

Este método consiste en estar integrando la densidad volumétrica (ρ_b) obtenida del registro de densidad (RHOB) con respecto a n intervalos (I_i). Entonces la fórmula será:

$$S = \sum_{i=1}^n 1.42(I_i \rho_i) \quad (\text{II.12})$$

Y finalmente el esfuerzo de sobrecarga acumulativo es:

$$S = Si_n = Si_{n+1} \quad (\text{II.13})$$

Por lo tanto el gradiente de sobrecarga:

$$\frac{S}{D} = \frac{Si_{n+1}}{D_{total}} \quad (\text{II.14})$$

II.1.6.2 Método de Iqbal Bootwala

Este método propone estimar el gradiente de esfuerzo de sobrecarga en pozos terrestres y marinos. Con el uso de datos de densidad leídos del registro FDC y el ajuste de una curva de tendencia normal de compactación en un gráfico de densidad contra profundidad, el autor desarrolla una ecuación para calcular el gradiente de sobrecarga en pozos terrestres y otra para pozos marinos.

El método que a continuación se describe emplea la densidad volumétrica (ρ_b) leída directamente del registro de densidad (RHOB).

Procedimiento:

1. Sé gráfica la densidad obtenida del registro de densidad (RHOB) en escala logarítmica contra la profundidad en escala normal.
2. Se ajusta una línea de tendencia normal por regresión lineal para obtener los valores de K y b .

$$\rho_{b_n} = K(D)^b \quad (\text{II.15})$$

Donde K y b son constantes empíricas obtenidas del ajuste lineal.

3. Para determinar el gradiente de sobrecarga en pozos terrestres se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{S}{D} = \left(\frac{K}{b+1} \right) D^b \quad (\text{II.16})$$

Y para estimar el gradiente de sobrecarga en pozos costa afuera se utilizará:

$$\frac{S}{D} = \frac{(\rho_w D_w) + \left(\frac{K}{b+1}\right)(D - D_w)^{b+1}}{D} \tag{II.17}$$

II.1.6.3 Método de Bourgoyne

El proceso de sedimentación normal incluye la depositación de estratos de partículas de varias rocas. Como esos estratos continúan produciéndose e incrementando la presión del esfuerzo de sobrecarga, los sedimentos inferiores son compactados para permitir una depositación en la superficie.

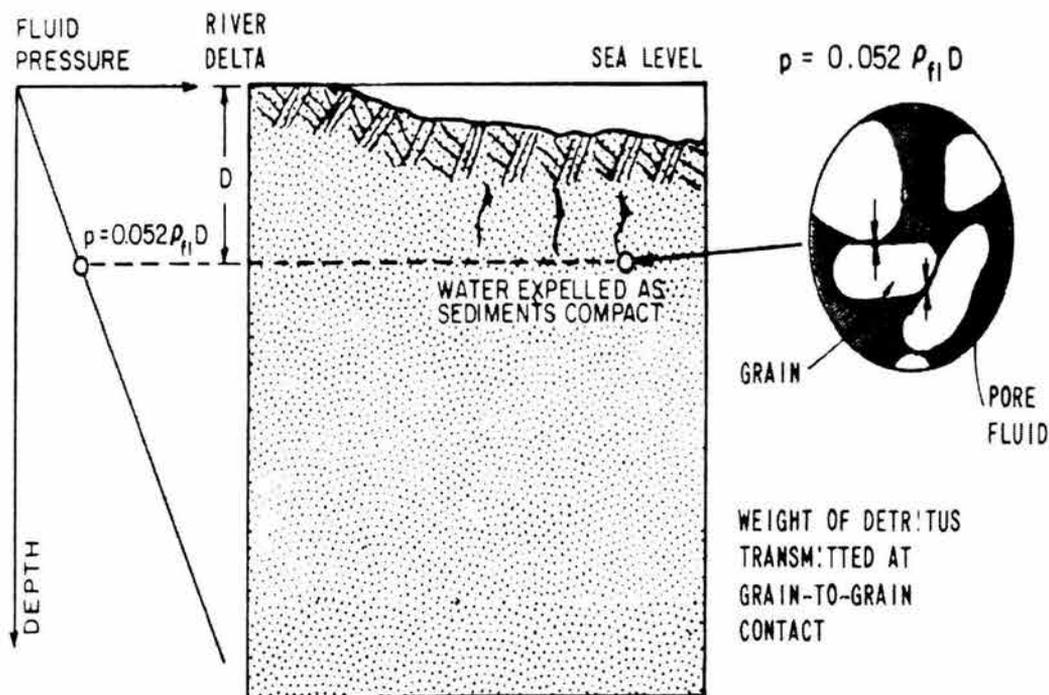


Figura II.2 Distribución de la presión normal que ejerce el fluido en los sedimentos

La manera en la cual la matriz rocosa soporta el incremento de sobrecarga servirá para explicar la generación de presiones anormales en este ambiente. Cuando ambas, la depositación de sedimentos en la superficie y el esfuerzo de sobrecarga total resultante se incrementan, los estratos inferiores deberán soportar la carga adicional.

El principal medio por el cual la matriz rocosa incrementa su resistencia, es la de aumentar el contacto grano a grano de las partículas de la roca. Esto implica que la porosidad resultante de la formación deberá decrecer con la profundidad, bajo condiciones normales de compactación. Esta relación se ilustra en la figura II.3, en donde el esfuerzo de sobrecarga ha sido expresado como una profundidad equivalente.

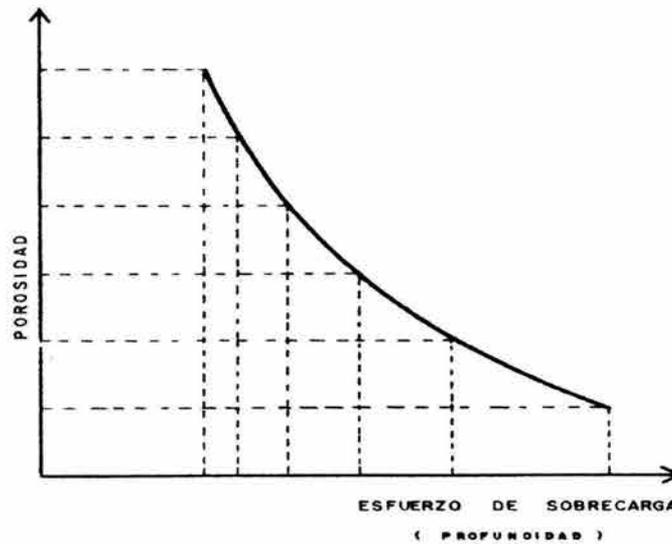


Figura II.3 Efecto del esfuerzo de sobrecarga contra la porosidad de la formación durante la compactación normal.

Si el proceso de compactación normal se interrumpe evitando que los fluidos contenidos en el espacio poroso de la formación escapen, la matriz rocosa no puede incrementar su contacto grano a grano o sus capacidades de soporte del esfuerzo de sobrecarga, debido a la compresibilidad reducida de los fluidos contenidos en ella. Por lo tanto, conforme la presión total de la sobrecarga continúa incrementándose y la roca no puede soportarla, los fluidos en los poros de la roca deberán soportar una cantidad anormalmente alta del esfuerzo de sobrecarga (σ_{ob}), resultando en presiones de poro (p_p) más altas de la normal (figura II.4); por lo cual la profundidad a la cual se encuentran porosidades de formación anormalmente altas es considerada como profundidad inicial a la cual las presiones anormales de poro (p_{pa}) son encontradas (zonas de transición).

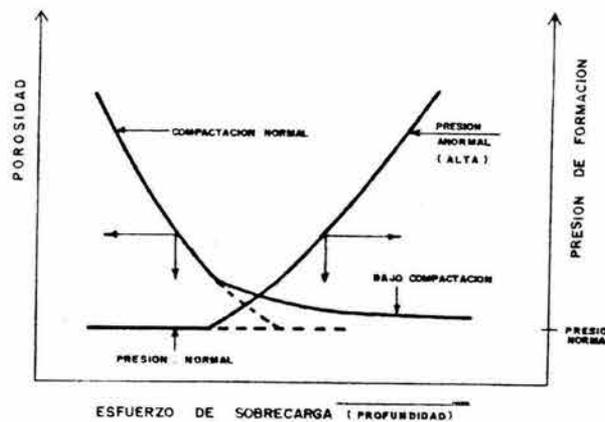


Figura II.4 La presión de poro se incrementara a un valor arriba de la normal a la profundidad donde la bajo compactación ocurre

Este principio esta ilustrado como un modelo de mecánica de suelos en una sola dimensión, como se muestra en la figura II.5. En el modelo, los granos de la roca son representados por pistones que cuentan con un contacto tipo resorte para soportar carga compresional. El agua congénita llena los espacios entre los pistones, se tiene un

patrón de flujo desde la superficie. Sin embargo, esta parte puede restringirse (**representando el cierre de la válvula del modelo**). Los pistones son cargados por el peso de la sobrecarga, o carga geostática. Resistiendo estas cargas de soporte provee el comportamiento vertical de grano-grano, o matriz, el esfuerzo matricial o efectivo (σ_z) y la presión de poro que ejerce el fluido dentro de los poros.

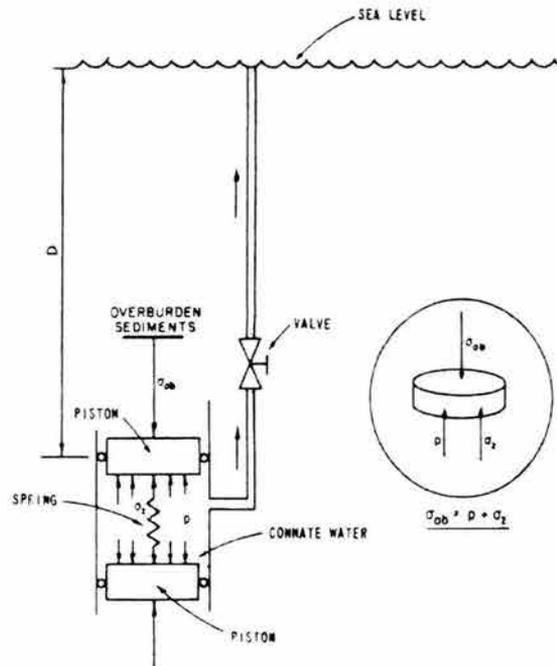


Figura II.5 Modelo de compactación sedimentaria en una sola dimensión

Esto es dado por:

$$\sigma_{ob} = \sigma_z + p_p \quad (II.18)$$

El esfuerzo vertical de sobrecarga es el resultado de la carga geostática de los sedimentos o estratos geológicos a la profundidad D , para sedimentos se tiene un promedio de la densidad volumétrica (ρ_b) y esta dada por:

$$\sigma_{ob} = \int_0^D \rho_b g dD \quad (II.19)$$

Al igual que el método anterior, la teoría para determinar el esfuerzo de sobrecarga es la propuesta por Eaton, es decir el peso acumulativo de las formaciones sobre yacentes en un punto de interés, que usualmente se determina por el registro de densidad (**RHOB**) en zonas normalmente compactadas. El método aquí descrito propone la sustitución de las densidades de la matriz, de los fluidos y la densidad volumétrica del registro de densidad (**RHOB**) en la ecuación:

$$\rho_b = \rho_{ma}(1 - \phi) + \rho_f \phi \quad (II.20)$$

Resolviendo esta ecuación para ϕ , se tiene:

$$\phi = \frac{\rho_{ma} - \rho_b}{\rho_{ma} - \rho_{fl}} \quad (II.21)$$

Procedimiento:

1. Con la ecuación (II.21) se calcula la porosidad para cada valor de densidad.
2. Construir una gráfica semilogarítmica con los valores de porosidad @ $f(\rho_b)$ contra la profundidad a la cual se tomó la lectura de densidad. La porosidad en la escala logarítmica.
3. Ajustar estos puntos a una ecuación de mínimos cuadrados para obtener una ecuación del tipo:

$$\phi = \phi_0 e^{-K_\phi D_s} \quad (II.22)$$

Donde ϕ_0 es la porosidad a la superficie cero en pozos terrestres o la profundidad a partir del lecho marino en estos pozos, mientras que K es la pendiente de la recta ajustada, tal que:

$$K_\phi = \frac{\ln\left(\frac{\phi_0}{\phi}\right)}{D_s} \quad (II.23)$$

Con estas dos constantes (ϕ_0, K), la densidad de la matriz rocosa (ρ_{ma}) y la densidad del fluido intersticial (ρ_{fl}), por lo tanto; sustituyendo las ecuaciones II.20 y II.21 en II.19 se tendrá:

$$\sigma_{ob} = g \int_0^{D_s} [\rho_{ma}(1-\phi) + \rho_{fl}\phi] dD \quad (II.24)$$

Integrando por dos partes y resolviendo, obtenemos:

$$\sigma_{ob} = c\rho_{ma}D_s - \frac{c(\rho_{ma} - \rho_{fl})\phi_0}{K_\phi} (1 - e^{-K_\phi D_s}) \quad (II.25)$$

Siendo esta ecuación para determinar el esfuerzo de sobrecarga para pozos terrestres.

Ahora, para calcular el esfuerzo de sobrecarga para pozos marinos, consideramos la ecuación II.24 y el tirante de agua con una densidad del agua de mar igual a 1.02 gr/cm^3 (**8.5 lb/gal**), tal que:

$$\sigma_{ob} = g \int_0^{D_w} \rho_{sw} dD + g \int_0^{D_s} [\rho_{ma}(1-\phi) + \rho_{fl}\phi] dD \quad (II.26)$$

Sustituyendo la ecuación II.22 en II.26, tenemos:

$$\sigma_{ob} = g \int_0^{D_w} \rho_{sw} dD + g \int_0^{D_s} [\rho_{ma} - (\rho_{ma} - \rho_{fl})\phi_0 e^{-K_\phi D}] dD \quad (II.27)$$

Tal que:

$$\sigma_{ob} = c\rho_{sw}D_{sw} + c\rho_{ma}D_s - \frac{c(\rho_{ma} - \rho_{fl})\phi_0}{K_\phi} (1 - e^{-K_\phi D_s}) \quad (II.28)$$

Donde:

$$c = 0.052 \text{ @ unidades inglesas, } 9.81E^{-3} \text{ @ S.I. y } \left(\frac{1}{10}\right) \text{ @ sistema M.K.S.}$$

Por lo tanto, en términos de gradiente de esfuerzo de sobrecarga para pozos terrestres; será:

$$\frac{S}{D} = \frac{\rho_{ma}D - (\rho_{ma} - \rho_{fl})\phi_0 \left(\frac{1 - e^{-KD}}{K}\right)}{D} \quad (II.29)$$

Entonces, para pozos marinos:

$$\frac{S}{D} = \frac{\rho_{sw}D_{sw} + \rho_{ma}D_s - (\rho_{ma} - \rho_{fl})\phi_0 \left(\frac{1 - e^{-KD_s}}{K}\right)}{D} \quad (II.30)$$

Con este procedimiento se obtiene el esfuerzo de sobrecarga en zonas con tendencia normal de compactación y aún, en zonas anormalmente compactadas cuando se tiene información confiable de la densidad del fluido de formación y la densidad de la matriz rocosa a cada profundidad de cálculo.

II.1.6.4 Método de Belloti y Giacca

Este método propuesto por Belloti y Giacca utiliza el registro sísmico de porosidad para obtener densidades promedio de las capas perforadas; en formaciones de arenas y lutitas compactadas y consolidadas. Este método es confiable en campos desarrollados, ya que en estos campos se tiene pleno conocimiento de las formaciones perforadas. Las ecuaciones que se presentan fueron desarrolladas experimentalmente y los autores han demostrado que estas ecuaciones empíricas son casi exactas.

Procedimiento:

1. A partir de los valores del tiempo de tránsito (Δt) aportado por el registro sísmico compensado (**BHC**), se calculan los valores de porosidad promedio de las capas mediante la siguiente ecuación:

- Arenas consolidadas:

$$\Delta t = \Delta t_{ma} (1 - \phi) + \Delta t_{fl} \quad (II.31)$$

La formula II.31 puede redesccribirse además en:

$$\phi = \frac{\Delta t - \Delta t_{ma}}{\Delta t_{fl} - \Delta t_{ma}} \quad (II.32)$$

donde Δt_{fl} es estimado en 200 μ seg/pie.

Valores de Δt_{ma} son mostradas en la siguiente tabla:

TABLA II.2 Valores de tiempo de tránsito en la matriz (Δt_{ma})

Matriz	Δt_{ma} ($\mu\text{seg}/\text{pie}$)
Dolomita	43.5
Limonita	43.5-47.6
Arena	47.5-55.6
Anhidrita	50
Sal	67
Lutita	47 (estimada)

* Δt_{ma} para varias arenas es en función de la mineralogía de los granos en la matriz: cuarzo, feldespatos, etc.

La siguiente formula, fue verificada por medio de pruebas de laboratorio, expresándose entre la porosidad y el tiempo de tránsito para formaciones consolidadas:

$$\phi = \frac{\Delta t - \Delta t_{ma}}{153} \tag{II.33}$$

- Para formaciones no-consolidadas, tenemos:

- Arenas:

$$\phi = 1.228 \frac{\Delta t - \Delta t_{ma}}{\Delta t + 200} \tag{II.34}$$

- Lutitas:

$$\phi = 1.588 \frac{\Delta t - \Delta t_{ma}}{\Delta t + 200} \tag{II.35}$$

2. Calcular las densidades promedio de las capas para cada valor de porosidad:

$$\rho_b = \rho_{ma}(1 - \phi) + \rho_f \phi \tag{II.36}$$

3. Una vez determinadas las densidades volumétricas de las capas, se puede obtener el perfil del gradiente de esfuerzo de sobrecarga con la siguiente ecuación:

$$\frac{S}{D} = \frac{\sum_{i=1}^n \rho_{bi} H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \tag{II.37}$$

Para el cálculo del gradiente del esfuerzo de sobrecarga en pozos marinos se debe incluir en la sumatoria el término de la presión que ejerce la columna del tirante de agua, es decir; la densidad del agua de mar por la profundidad del tirante ($\rho_w D_w$):

$$\frac{S}{D} = \frac{\rho_w D_w + \sum_{i=1}^n \rho_{bi} H_i}{D_w + \sum_{i=1}^n H_i} \tag{II.38}$$

Las ecuaciones II.37 y II.38 son ampliamente usadas en el cálculo del gradiente del esfuerzo de sobrecarga, ya que es considerada como una aproximación de la integral de Eaton.

Los métodos descritos anteriormente son utilizados para determinar perfiles del esfuerzo de sobrecarga y gradiente sobrecarga variables en zonas anormalmente compactadas.

Es importante señalar que los métodos estudiados anteriormente para determinar el gradiente de sobrecarga en pozos marinos, los autores plantean incluir el término del peso del agua debido al tirante en sus ecuaciones. Al igual que tomar en cuenta que la ecuación de Gardner para obtener densidades promedio de los estratos, está en función de la "velocidad de intervalo" en las capas, misma que se obtiene de un análisis "automático de la velocidad", de modo que, no se está tomando en cuenta la densidad del agua, ni el tirante; además, aún leyendo directamente el registro de densidad (RHOB), se debe considerar el peso del agua, puesto que dicho registro es una medida de la densidad electrónica de la formación rocosa que se traduce a densidad volumétrica (ρ_b), y no es una medición del esfuerzo de la matriz ejercido por las rocas sobre yacentes y la presión del fluido de formación.

II.1.7 Presión de Poro y/o Formación

La presión de formación, también llamada presión de poro (p_p), es aquella a la que se encuentran confinados los fluidos en el espacio poroso de la formación sobre la matriz de la roca. Estos fluidos intersticiales son generalmente aceite, gas y agua salada. Como se dijo, el esfuerzo de sobrecarga es creado por el peso de la matriz rocosa sobre yacente, y por los fluidos que llenan los poros dentro de la roca (figura II.6).

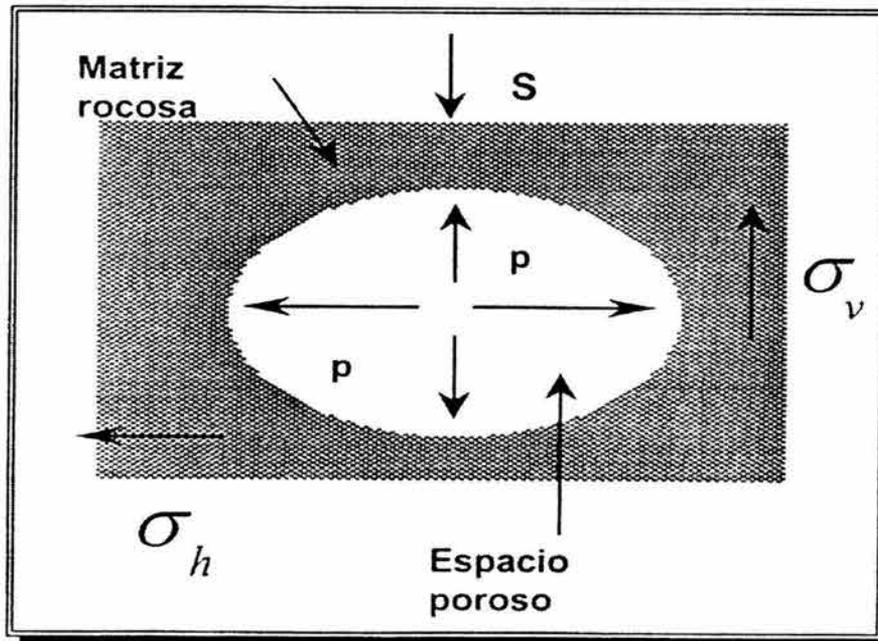


Figura II.6 Representación gráfica de la presión de poro

Así, se tiene que la presión de poro es la presión del esfuerzo de sobrecarga menos el esfuerzo vertical de la matriz rocosa, tal como se indica en la siguiente ecuación:

$$P_p = \sigma_{ob} - \sigma_{ma} \tag{II.39}$$

La presión de formación puede ser subnormal, normal y anormal.

II.7.1 Presión subnormal

La presión subnormal de formación es menor que la presión normal, y es debida a la presión hidrostática que ejerce una columna de agua dulce a la profundidad considerada. Generalmente estas presiones se encuentran en zonas donde las formaciones poseen un alto esfuerzo matricial y alta porosidad, y no contienen fluidos geopresurizados.

El gradiente de presión subnormal es menor de 0.465 psi/pie, que corresponde al gradiente de presión normal, en determinadas áreas alejadas de la costa, el gradiente de presión es de 0.433 psi/pie, a una densidad equivalente menor de 1.0 gr/cm³.

La presión subnormal o anormalmente baja también se le conoce como bajo presión y a la zona con presión anormalmente baja se le conoce como zona sobre compactada.

II.1.7.2 Presión Normal

Es la presión hidrostática ejercida por una columna de agua de 80,000 ppm de NaCl, cuya densidad es de 1.074 gr/cm³ desde la superficie hasta la profundidad de interés.

II.1.7.3 Presión Anormal

Es aquella presión que se aparta de la tendencia normal. En los estratos con presión normal, la matriz rocosa soporta el peso de los estratos suprayacentes. Cualquier reducción en el esfuerzo soportado por la roca origina que los fluidos contenidos en los poros soporten parte de esta carga. De esta manera, se tiene un aumento en la presión de ellos.

Esa es la condición que se presenta en las zonas de presión anormalmente altas. A la presión anormalmente alta también se le conoce como sobrepresión o reopresión y a la zona con presión anormalmente alta se le conoce como zona bajo compactada.

Por muy alta que sea la presión anormal, teóricamente nunca podrá sobrepasar al esfuerzo de sobrecarga, pues la densidad de las rocas es demasiado alta en comparación a los fluidos contenidos en ella.

II.1.7.4 Gradiente de Presión de Poro $\left(\frac{P_{pn}}{D} \right)$

Este término refleja la variación de la presión de poro con respecto a la profundidad. En la mayoría de los casos, el gradiente de presión de poro normal varía de acuerdo al área; siendo esta variación entre la de una columna de agua dulce de 8.33 lb/gal (**0.433 psi/pie**) hasta la de una columna de agua salada de 9 lb/gal (**0.465 psi/pie**), cabe mencionar que en algunos casos se han reportado gradientes de presión mayores a 9 lb/gal (**1.07 gr/cm³**).

Se ha determinado para ciertas regiones de acuerdo con la salinidad del agua, su gradiente de presión.

TABLA II.3 Gradientes de Presión de Poro Normal (p_{pn}) para varias áreas en actividad de perforación

Áreas	Gradiente de Presión Normal (psi/pie)	Densidad de Agua Equivalente (gr/cm ³)
Oeste de Texas	0.433	1.000
Línea Costera del Golfo de México	0.465	1.074
Mar del Norte	0.452	1.044
Malasia	0.442	1.020
Delta Mackenzie	0.442	1.020
Oeste de África	0.442	1.020
Basamento Anadarco	0.433	1.000
Montañas Rocosas	0.436	1.007
California	0.439	1.013

II.1.8 Predicción, Detección y Evaluación de las Presiones de Poro Anormales $\left(\frac{P_{pa}}{D}\right)$

La presión de poro anormal es aquella a la que se encuentran confinados los fluidos dentro de la formación. Algunas investigaciones realizadas por Mouchet y Mitchell en 1989, y por Yoshida, Ikeda y colaboradores en 1996, concluyeron que las ecuaciones de Eaton para la predicción de la presión de poro son las más ampliamente utilizadas.

Dichas ecuaciones son:

Registros de Resistividad.

$$\frac{P_p}{D} = \frac{S}{D} - \left(\frac{S}{D} - \frac{P_{pn}}{D}\right) \left(\frac{R_o}{R_n}\right)^{1.2} \tag{II.40}$$

Registros de Conductividad.

$$\frac{P_p}{D} = \frac{S}{D} - \left(\frac{S}{D} - \frac{P_{pn}}{D}\right) \left(\frac{C_n}{C_o}\right)^{1.2} \tag{II.41}$$

Registros Sónico o Sísmico.

$$\frac{P_p}{D} = \frac{S}{D} - \left(\frac{S}{D} - \frac{P_{pn}}{D}\right) \left(\frac{\Delta t_n}{\Delta t_o}\right)^{3.0} \tag{II.42}$$

Exponente corregido "dc".

$$\frac{P_p}{D} = \frac{S}{D} - \left(\frac{S}{D} - \frac{P_{pn}}{D}\right) \left(\frac{dc_o}{dc_n}\right)^{1.2} \tag{II.43}$$

donde

$$dc = d \left(\frac{8.94 \text{ ppg}}{MW_a} \right)$$

Además tomando las siguientes condiciones, las ecuaciones de Eaton pueden simplificarse:

- Para presión de poro normal (p_{pn})

$$\left(\frac{R_o}{R_n} \right)^{1.2} \cdot \left(\frac{C_n}{C_o} \right)^{1.2} \cdot \left(\frac{\Delta t_n}{\Delta t_o} \right)^{3.0} \cdot \left(\frac{dc_o}{dc_n} \right)^{1.2} = 1.0 \quad (II.44)$$

Por lo tanto:

$$\frac{P_{pa}}{D} = \frac{P_{pn}}{D} \quad (II.45)$$

- En presiones de poro anormalmente altas (p_{pa})

$$\left(\frac{R_o}{R_n} \right)^{1.2} \cdot \left(\frac{C_n}{C_o} \right)^{1.2} \cdot \left(\frac{\Delta t_n}{\Delta t_o} \right)^{3.0} \cdot \left(\frac{dc_o}{dc_n} \right)^{1.2} \rightarrow 0 \quad (II.46)$$

Por consiguiente:

$$\frac{P_{pa}}{D} = \frac{S}{D} \quad (II.47)$$

El conocimiento aproximado de las presiones de poro juega un papel muy importante en la perforación, terminación y mantenimiento de pozos. El conocer en forma adecuada dichas presiones permite realizar una mejor planeación de los pozos del área. Específicamente:

- ✓ Delinear perfiles de gradientes de esfuerzo de sobrecarga, de poro y fractura.
- ✓ Seleccionar las profundidades de asentamiento de las tuberías de revestimiento.
- ✓ Determinar el programa de fluidos de perforación y control.
- ✓ Elaborar programas adecuados de perforación, terminación y mantenimiento de pozos.
- ✓ Reducir potencialmente el daño a las formaciones.
- ✓ Aumentar el ritmo de penetración.
- ✓ Análisis de la estabilidad de los pozos.
- ✓ Obtención de las propiedades poro elásticas del área.
- ✓ Evaluación de la geomecánica del área.

La presión de poro puede ser el factor principal que afecte las operaciones de perforación. Si la presión de poro no es evaluada adecuadamente, puede conducir a problemas de perforación, tales como pérdidas de circulación, reventones, pegaduras por presión diferencial de tuberías, inestabilidad del agujero y costos excesivos.

En el caso de los pozos submarinos, todos estos riesgos se amplifican, dadas las condiciones de seguridad extrema que debe tenerse en el manejo y control del pozo.

Por lo demás, los factores que afectan directamente a la evaluación correcta y precisa de los gradientes de poro y fractura, son el tirante de agua y la posibilidad de que la formación productora a desarrollar sea de tipo marginal.

II.1.9 Presión de Fractura

La presión de fractura es la fuerza por unidad de área necesaria para vencer la presión de poro y la resistencia de la roca. La resistencia de una formación a ser fracturada depende de la solidez o cohesión de la roca y de los esfuerzos de compresión a los que está sometida.

Las formaciones superficiales sólo presentan la resistencia que es debida por la cohesión de la roca. Debido a esto, la experiencia confirma que las fracturas creadas en las formaciones someras pueden ser horizontales.

Sin embargo, a medida que aumenta la profundidad, se añaden los esfuerzos de compresión de la sobrecarga de las formaciones. Esto es una razón que confirma que la mayoría de las fracturas creadas en formaciones profundas son verticales.

Se ha observado que la roca generalmente se rompe a presiones menores que la presión teórica de sobrecarga.

II.1.9.1 Predicción del Gradiente de Fractura $\left(\frac{P_{fr}}{D}\right)$

El determinar el gradiente de fractura juega un papel importante en la planeación de los pozos petroleros. Sin embargo, ninguno de los métodos que existen actualmente para predecir el gradiente de fractura, se ajusta o es totalmente válido para todas las áreas petroleras del mundo.

Existen aproximadamente dieciséis métodos publicados para predecir el gradiente de fractura, pero los más estudiados y revisados son los siguientes:

II.1.9.2 Método de Hubbert y Willis

En el año de 1957, estos autores realizaron experimentos en donde deducen que al aplicar una presión en el subsuelo, las rocas se sujetan a tres esfuerzos fundamentales, perpendiculares y diferentes entre sí y que el plano de fractura es ortogonal al plano del mínimo esfuerzo; es decir, en aquellas zonas en donde el menor esfuerzo es horizontal (σ_h), la fractura producida será vertical y si el esfuerzo de sobrecarga es menor que el esfuerzo horizontal, la fractura será horizontal.

Basándonos en un diagrama de fuerzas y en la definición del esfuerzo de sobrecarga, se deduce que ésta es igual en magnitud y de sentido contrario a la suma de la presión de poro y el esfuerzo vertical soportado por la roca:

$$\sigma_{ob} = \sigma_v + p_p \quad (II.48)$$

De acuerdo a lo anterior y a la definición de la presión de fractura, para que una fractura sea producida verticalmente la presión deberá vencer la presión de poro y el esfuerzo efectivo horizontal de la matriz rocosa, es decir:

$$p_{fr} = p_p + \sigma_h \quad (II.49)$$

Estos autores, establecieron que el esfuerzo horizontal varía de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ del esfuerzo matricial vertical (σ_v), esto es:

$$\sigma_h = \left(\frac{1}{3} a \frac{1}{2} \right) \sigma_v \quad (II.50)$$

Resolviendo la ecuación II.48 para el esfuerzo matricial vertical (σ_v), obtendremos:

$$\sigma_v = \sigma_{ob} - p_p \quad (II.51)$$

Y sustituyendo II.51 en II.50, se tiene:

$$\sigma_h = \left(\frac{1}{3} a \frac{1}{2} \right) (\sigma_{ob} - p_p) \quad (II.52)$$

Entonces, reemplazando la ecuación anterior en la expresión II.49, se tendrá:

$$p_{fr} = p_p + \left(\frac{1}{3} a \frac{1}{2} \right) (\sigma_{ob} - p_p) \quad (II.53)$$

Dividiendo la ecuación anterior entre la profundidad (D) para obtener el gradiente de fractura $\left(\frac{p_{fr}}{D} \right)$, tenemos:

$$\frac{p_{fr}}{D} = \frac{p_p}{D} + \left(\frac{1}{3} a \frac{1}{2} \right) \left(\frac{S}{D} - \frac{p_p}{D} \right) \quad (II.54)$$

Esta ecuación tiene la desventaja de que fue propuesta para un gradiente de esfuerzo de sobrecarga aproximadamente 1.0 psi/pie en forma constante y por lo tanto, en donde exista presiones de poro normal se tendrá como resultado un gradiente de fractura constante, lo que nunca sucede. Es conveniente mencionar que esta correlación ha sido usada con gradientes de esfuerzo de sobrecarga variables y en general se ha comprobado que este método proporciona gradientes de fractura menores a los reales.

II.1.9.3 Método de Matthews y Kelly

Estos autores publicaron en el año de 1967 una metodología para predecir gradientes de fractura. La diferencia con el método anteriormente descrito, estriba en que estos autores introdujeron la relación de esfuerzo matricial o coeficiente matricial de la roca " K_i " en términos de gradiente. La ecuación que propusieron es la siguiente:

$$p_{fr} = p_p + K_i \sigma_v \quad (II.55)$$

Resolviendo la ecuación para " σ_v ", tal como se indica en la ecuación II.51 y sustituyendo en la expresión anterior se tiene:

$$p_{fr} = p_p + K_i (\sigma_{ob} - p_p) \quad (II.56)$$

Dividiendo la ecuación anterior entre la profundidad (D) para obtener el gradiente de fractura $\left(\frac{p_{fr}}{D}\right)$, se tendrá:

$$\frac{p_{fr}}{D} = \frac{p_p}{D} + K_i \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{p_p}{D} \right) \quad (II.57)$$

Por consiguiente:

$$K_i = 0.0683e^{(0.272 \ln D)} \quad (II.58)$$

En donde " D_i " debe ser introducido en pies.

El parámetro " K_i " es la relación existente entre los esfuerzos vertical y horizontal de la matriz de roca, por lo que; debe ser calculado a la profundidad " D_i " a la cual el valor del esfuerzo vertical " σ_v " es el esfuerzo matricial normal; en otras palabras, relaciona las condiciones reales del esfuerzo matricial de la formación de interés a las condiciones reales del esfuerzo matricial si la misma formación hubiese sido normalmente compactada.

Como principal desventaja de este método se encuentra la suposición de un gradiente de esfuerzo de sobrecarga igual a 1.0 psi/pie.

II.1.9.4 Método de Pennebaker

Usando datos sísmicos Pennebaker en 1968, en forma similar que el método de Matthews y Kelly reorganizó que el gradiente de esfuerzo de sobrecarga es variable y lo relacionó con la edad geológica. Un conjunto de curvas del gradiente de esfuerzo de sobrecarga contra profundidad fue desarrollado en un intervalo de tiempo de tránsito y son utilizadas para determinar el esfuerzo de sobrecarga cuando en otros métodos no es posible. Estas curvas fueron desarrolladas asumiendo que la densidad volumétrica de la roca sedimentaria depende del grado de compactación, y la velocidad de la roca sedimentaria también depende de la compactación de la roca, entonces es previsible suponer la relación entre la densidad volumétrica y la velocidad.

Similarmente que Matthews y Kelly, el coeficiente de relación de esfuerzo " K " es utilizado en la ecuación y el estado es por una función de la relación de Poisson y la deformación. La relación de esfuerzo " K " es estimada en forma empíricamente como la ecuación II.58 de una propagación de fractura por efecto de presión. Este coeficiente " K " debe variar con respecto a la profundidad y la edad geológica. Con ello Pennebaker concluyó que el gradiente de esfuerzo de sobrecarga que es una influencia de la edad geológica, es el factor a controlar.

II.1.9.5 Método de Eaton

Desde 1969 en que publicó Eaton su trabajo a la fecha, su método se encuentra entre los más utilizados y confiables para predecir gradientes de presión de fractura en todo el mundo. La innovación de esta técnica estriba en la consideración de un gradiente de esfuerzo de sobrecarga variable y la introducción de la relación de Poisson " μ ", para relacionar los esfuerzos vertical " σ_v " y horizontal " σ_h " soportados por la roca.

$$\sigma_h = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_v \quad (II.59)$$

de la ecuación II.49 y sustituyendo la ecuación anterior se tiene:

$$p_{fr} = p_p + \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_v \quad (II.60)$$

Por lo tanto, convirtiendo dicha ecuación a gradiente la correlación de Eaton para predecir gradientes de presión de fractura:

$$\frac{p_{fr}}{D} = \frac{p_p}{D} + \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \frac{\sigma_v}{D} \quad (II.61)$$

Tomando en cuenta la ecuación II.51 y sustituyendo en II.61, tenemos:

$$\frac{p_{fr}}{D} = \frac{p_p}{D} + \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{p_p}{D} \right) \quad (II.62)$$

Con fines de facilitar los cálculos, aplique el método de regresión lineal a la ecuación del coeficiente de Poisson determinado por Eaton para el área de la Costa del Golfo:

$$\mu = 0.075e^{(0.19 \ln D)} \quad (II.63)$$

En donde "D" debe ser introducido en pies.

Aunque dicho coeficiente o relación de Poisson puede ser determinado por medio de las velocidades de onda compresional y cizallamiento o por los módulos de elasticidad (**esto se describe más adelante**).

Al igual que el método de Matthews y Kelly, este método también estipula que el coeficiente de Poisson fue desarrollado para un área específica y se ha hecho extensivo para otras regiones mostrando confiabilidad en los resultados obtenidos.

Como se puede observar, el conocimiento preciso de los gradientes de esfuerzo de sobrecarga y de poro, resultará en mejores valores del gradiente de presión de fractura. Asimismo, se requiere conocer el área a desarrollar en cuanto a la determinación de los valores de la relación de Poisson.

II.1.9.6 Método de Anderson y colaboradores

Estos autores en 1973 concluyeron que el gradiente de fractura podría variar para de un lugar a otro con profundidades idénticas en formaciones similares. Anderson y colaboradores atribuyen dichas variaciones con respecto al contenido de lutita en los yacimientos.

Una relación fue estimada entre el contenido de la lutita y la relación de Poisson ello se baso de la formula de Biot (1955):

$$\mu = \frac{S - \alpha p_p}{p_{fr} + 2S - 3\alpha p_p} \tag{II.64}$$

Donde:

$$\alpha = 1 - \frac{C_s}{C_b}$$

C_s = compresibilidad de la matriz sólida

C_b = compresibilidad volumétrica (**esqueleto de la roca porosa**)

α puede ser aproximadamente a ϕ_D según estos autores

Una base de datos registrados, se obtuvo una expresión para determinar el índice de contenido de lutita para diferentes puntos medidos:

$$I_{sh} = \frac{\phi_s - \phi_D}{\phi_s} \tag{II.65}$$

Donde:

I_{sh} = Índice de lutita

ϕ_s = Porosidad sónica

ϕ_D = Porosidad determinada del registro de densidad (**RHOB**)

Estos resultados fueron obtenidos al crear una relación lineal entre la relación de Poisson y el índice de lutita (**figura II.7**).

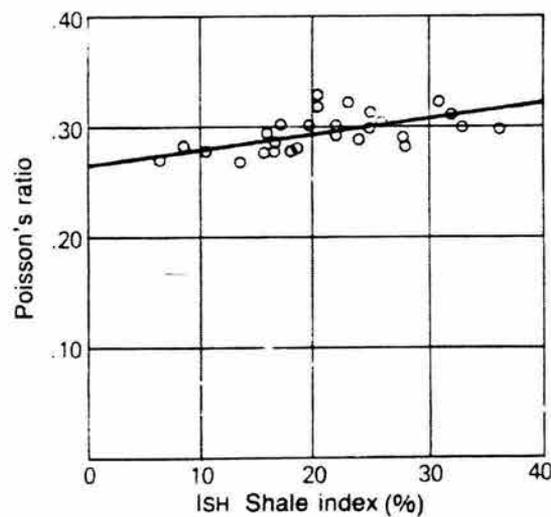


Figura II.7 Relación entre el coeficiente de Poisson y el índice de lutita

El valor de μ es obtenida usando la siguiente ecuación:

$$\mu = AI_{sh} + B \quad (II.66)$$

A (es la pendiente) y B (es la intercepción con el eje "y") son constantes definidas en la relación lineal-directa obtenidas a partir del uso de la figura II.7.

Por tanto, con los datos obtenidos por medio de los registros sónico y de densidad (**RHOB**) se calcula el gradiente de esfuerzo de sobrecarga y el gradiente de presión de poro, con lo cual es posible calcular el gradiente de fractura con la formula de Biot (II.64), desde la ecuación II.62 determinada por el método de Eaton.

Para este método debe ser necesario usar los suficientes datos para determinar en forma avanzada una relación entre " μ " y " I_{sh} " para checar la validez de la aproximación entre " α " y " ϕ_D ".

II.1.9.7 Método de Pilkington

Pilkington en 1978 se basó en los trabajos de Hubbert y Willis, Matthews y Kelly, Pennebaker, Eaton y Christman para modificar la relación de esfuerzos matriciales " K_1 ", al cual llamo " K_a " (**relación de esfuerzos promedio**) y determinó sus valores los cuales se muestran a continuación:

$$\diamond K_a = 3.9 \left(\frac{S}{D} \right) - 2.8 \quad \text{para: } \frac{S}{D} \leq 0.94$$

$$\diamond K_a = 3.9 \left(\frac{S}{D} \right) - 2.24 \quad \text{para: } \frac{S}{D} > 0.94$$

Con estos valores el modificó la ecuación de Matthews y Kelly, introduciéndole el parámetro de esfuerzo promedio, quedando como:

$$\frac{p_{fr}}{D} = \frac{p_p}{D} + K_a \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{p_p}{D} \right) \quad (II.64)$$

Este autor es de la opinión de que éstas formulas pueden ser aplicadas a las cuencas del Terciario, que son similares a las de la Costa del Golfo; existiendo en ambas presiones anormales. Su uso no se aplica a rocas quebradizas tales como los carbonatos o a rocas que aún no se han fracturado.

II.1.9.8 Método de Cesaroni y colaboradores

Cesaroni y colaboradores en 1981 enfatizaron la influencia considerable del comportamiento mecánico de la roca en el gradiente de fractura.

Tres situaciones se pusieron en relieve:

- Para formaciones con comportamiento elástico (**arenas, areniscas, etc.**) con poca o no invasión por filtrado debido a la baja permeabilidad o por la formación rápida del enjarre de lodo. En estos casos la presión diferencial es totalmente soportada por la pared del pozo.

$$\frac{P_{fr}}{D} = \frac{P_p}{D} + \frac{2\mu}{1-\mu} \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{P_p}{D} \right) \quad (II.65)$$

- Para formaciones elásticas con invasión profunda (**arena gruesa, arenas mal cementadas**).

$$\frac{P_{fr}}{D} = \frac{P_p}{D} + 2\mu \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{P_p}{D} \right) \quad (II.66)$$

- Para formaciones plásticas (**lutita, sal, etc.**).

$$\frac{P_{fr}}{D} = \frac{\sigma_{ob}}{D} \quad (II.67)$$

II.1.9.9 Método de Breckels & Van Eekelen

Estos autores en 1982, presentaron unas correlaciones que son el resultado obtenidos de analizar los datos de pruebas de goteo y fracturamiento hidráulico para determinar el gradiente de presión de fractura en la Costa del Golfo de los Estados Unidos, Venezuela, Brunei y el Mar del Norte.

Las correlaciones para estimar los esfuerzos horizontales " σ_h " en función con respecto a la profundidad y las presiones de poro anormales son las siguientes:

- Región Costera del Golfo de los Estados Unidos

$$\sigma_h = 0.197D^{1.145} + 0.46(p_{pa} - p_{pn}) \quad \text{para } D \leq 11,500 \text{ pies} \quad (II.68)$$

$$\sigma_h = 1.167D - 4,596 + 0.46(p_{pa} - p_{pn}) \quad \text{para } D > 11,500 \text{ pies} \quad (II.69)$$

- Venezuela

$$\sigma_h = 0.210D^{1.145} + 0.56(p_{pa} - p_{pn}) \quad \text{para } 5,900 \text{ pies} < D < 9,200 \text{ pies} \quad (II.70)$$

- Brunei

$$\sigma_h = 0.227D^{1.145} + 0.49(p_{pa} - p_{pn}) \quad \text{para } D \leq 10,000 \text{ pies} \quad (II.71)$$

Donde:

σ_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi

D = profundidad, pies

p_{pa} = presión de poro anormal, psi

p_{pn} = presión de poro normal, psi

II.1.9.10 Método de Daines

Daines en 1982 tomó el trabajo realizado por Eaton, introduciendo una suposición a la formula II.62 corrigiendo el gradiente de presión por fractura adicionando el esfuerzo horizontal tectónico " σ_t ".

$$\frac{P_{fr}}{D} = \frac{P_p}{D} + \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \left(\frac{\sigma_{ob}}{D} - \frac{P_p}{D} \right) + \sigma_t \quad (II.72)$$

El esfuerzo horizontal tectónico puede ser determinado durante la perforación, simplemente realizando solamente una prueba de goteo y con este valor obtenido se puede considerar constante o podemos calcularla con la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = 0.25\sigma'_v \quad (II.73)$$

Como:

$$\sigma'_v = \sigma_{ob} - P_p \quad (II.74)$$

Donde:

$$\sigma'_v = \text{esfuerzo vertical efectivo}$$

II.1.9.11 Método de Bryant

Este autor en 1983 considero que su método es limitado para modificar " K_i " en la formula de Matthews y Kelly, que este parámetro contribuye en la presión de poro debido a las propiedades mecánicas de la matriz, por lo tanto:

- Si $p_{pa} < 1.4 p_{pn}$ se determinará utilizando la ecuación II.58
- Si $p_{pa} > 1.4 p_{pn}$ K_i se obtiene, donde $K_i = \frac{P_p}{S}$.

II.1.9.12 Método para Pozos Marinos

Cuando se consideran gradientes de fractura en pozos marinos, el gradiente de esfuerzo de sobrecarga y de la densidad volumétricas de la roca. El gradiente de fractura se determina de la siguiente manera:

$$G_{fra} = \frac{D_a G_a + D_w G_w + D_{bm} G_{fr}}{D_a + D_w + D_{bm}} \quad (II.75)$$

Donde:

- G_{fra} = Gradiente de fractura aparente, psi/pie
- D_a = Espacio de aire, pies (**espacio entre el mar y la línea de flote**)
- G_a = Gradiente del aire, psi/pie
- D_w = Tirante de agua, pies
- G_w = Gradiente del agua igual 0.44 psi/pie
- D_{bm} = Profundidad de la zona de interés bajo el fondo marino, pies
- G_{fr} = Gradiente de fractura de la roca, psi/pie (**considerando que el pozo está en tierra firme**)

El tirante de agua introduce una variante a los valores calculados del gradiente de presión de fractura, como se puede ver en la ecuación anterior.

Desde el punto de vista matemático, se puede considerar la ecuación anterior como una función escalar de variable escalar, donde la función escalar es el gradiente y la variable escalar es el tirante de agua. En el límite, cuando el tirante de agua tiende a infinito, el gradiente de fractura aparente tiende a ser el gradiente de agua. En realidad, el tirante de agua puede ser mayor que la profundidad del yacimiento con respecto al fondo marino. Por esta razón, el gradiente de fractura aparente se verá disminuido.

Desde el punto de vista operativo, una reducción en el gradiente de fractura tiende a incrementar los problemas por pérdidas de circulación, reventones, pegaduras de tuberías por presión diferencial, inestabilidad del agujero y costos excesivos.

Por lo anterior, es importante considerar el tirante de agua, entre otros factores, para la planeación de la perforación, terminación y mantenimiento de pozos.

Independientemente del método que se use, los perfiles de gradiente de presión de poro y gradiente de presión de fractura son las dos curvas básicas para planear la perforación de cualquier pozo. Lo importante es que se haya tomado en cuenta la forma de cálculo, es decir, que se haya incluido el tirante de agua.

II.2 Métodos de Predicción de las Propiedades Poroelásticas de la Roca

Los estudios de mecánica de rocas aplicados a las áreas de la ingeniería petrolera han proporcionado métodos para la obtención de información referente a las propiedades poroelásticas y mecánicas de las rocas.

La evaluación de las propiedades mecánicas permite caracterizar el comportamiento elástico de la roca utilizando el registro sísmico (Δt) y el registro densidad (**RBOH**), con la finalidad de poder obtener los módulos elasto-dinámicos y poroelásticos de las rocas, tales como: módulo elástico "**M**", módulo de corte "**G**", módulo volumétrico "**K**", módulo volumétrico no-drenado "**K_u**", módulo volumétrico del sólido "**K_s**", módulo de Young "**E**", módulo de Lamé " λ ", relación de Poisson " μ ", relación de Poisson no-drenada " μ_u " y dichos módulos se utilizan para determinar los parámetros de falla como: resistencia a la compresión uniaxial "**C_o**", el ángulo de fricción interna " Φ ", la cohesión "**S_o**" y la resistencia a la tensión "**T_o**".

Por tanto, en esta sección se presentan las bases teóricas para la obtención de parámetros geomecánicos a partir de los registros geofísicos. Los registros petrofísicos están compuestos por sondas que tienen varios emisores y receptores de ondas acústicas que permiten evaluar el tiempo de tránsito de las ondas **P** y **S** de la formación. Esto proviene de la teoría tradicional de propagación de ondas en medios elásticos continuos y las modificaciones que se hace de ella utilizando materiales poroelásticos.

II.2.1 Ecuación de onda

Para analizar la propagación de onda acústica en un medio continuo, se considera el balance de fuerzas en un elemento pequeño de volumen de roca expuesta a una fuerza variable en el tiempo. Considerando la estabilidad de un elemento pequeño, la fuerza **F_x** (por unidad de volumen) en la dirección **x**, está dada como:

$$F_x = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \quad (II.76)$$

Para simplificar, se considera una deformación unidireccional en la dirección **x**. Se supone que el medio que se estudia es un fluido y que no existen fuerzas de corte ($\tau_{xy} = \tau_{xz} = 0$). La ecuación de equilibrio demanda que la fuerza por unidad de volumen **F_x** sea balanceada por la fuerza de inercia (**masa por aceleración**).

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \quad (II.77)$$

Por lo que, **u** es el desplazamiento de la partícula, ρ es la densidad del material y **t** es el tiempo. En el caso más simple, la relación entre el esfuerzo " σ " y la deformación " ϵ " es lineal, de acuerdo con la Ley de Hooke.

$$\sigma = \lambda \frac{\partial u}{\partial x} \quad (II.78)$$

Donde " λ " es la constante elástica de Lamé. Combinando las ecuaciones II.77 y II.78, se obtiene la siguiente expresión:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \lambda \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (II.79)$$

Esta es una ecuación de onda, y la solución es de la siguiente forma:

$$u = u^0 \exp j(\omega t - qx) \quad (II.80)$$

" u^0 " es la amplitud de la deformación. Para describir la propagación de la onda se usa la exponencial compleja en vez de las funciones seno o coseno, ya que esto es matemáticamente más simple, donde " ω " es la frecuencia angular relacionada con la señal de la frecuencia " f " por:

$$\omega = 2\pi f \quad (II.81)$$

" q " es el número de onda, relacionado con la longitud de la onda " Λ " por

$$q = \frac{2\pi}{\Lambda} \quad (II.82)$$

La velocidad del sonido " v " (**fase de la velocidad**) se puede obtener requiriendo una fase constante en la ecuación II.80, y está dada por:

$$v = \frac{\omega}{q} \equiv \Lambda f \quad (II.83)$$

Insertando la ecuación II.80 en II.79, la velocidad del sonido resulta ser:

$$v = \frac{\lambda}{\rho} \quad (II.84)$$

Esto muestra que la velocidad del sonido es proporcional a la raíz cuadrada de la constante elástica de Lamé e inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la densidad del material, este resultado generalmente es válido y provee de bases al uso de las ondas acústicas para determinar las propiedades mecánicas.

La *fase de la velocidad* definida en la ecuación II.83, es la velocidad a la cual viaja la fase de la onda. Esta definición asume que la onda acústica tiene una sola longitud de onda y una sola frecuencia, lo cual significa que el tren de onda tiene una duración infinita. En la práctica, sin embargo, las señales son transmitidas en la forma de pulsos de duración finita. La velocidad de un pulso, o equivalentemente la energía de la onda, viaja a la llamada velocidad de grupo, definida como

$$v_{\text{grupo}} = \frac{\partial \omega}{\partial q} \quad (II.85)$$

En este simple ejemplo, cuando no hay dispersión (**la frecuencia no depende de la velocidad de fase**), las velocidades de grupo y de fase son iguales. Sin embargo, para los materiales geológicos, éstas velocidades serán diferentes.

II.2.2 Teoría de propagación de ondas P y S en medios elásticos continuos

La teoría de propagación de las ecuaciones de movimiento para un medio elástico comienza con el análisis de equilibrio de un pequeño elemento; esta derivación ha sido desarrollada por muchos autores (**Timoshenko y Goodier en 1951, Kolsky en 1963 y otros en 1970**) y por lo tanto sólo se presentan los pasos más importantes.

En primer lugar se tiene que considerar la variación de esfuerzos en cada cara del elemento tal como se muestra en la figura II.8.

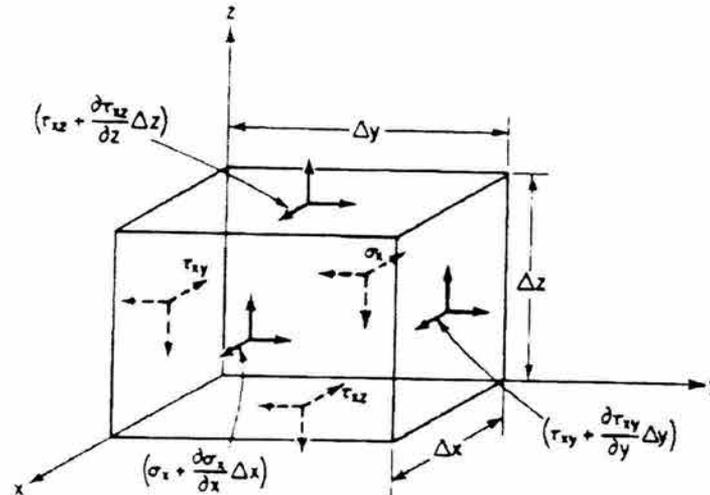


Figura II.8 Sumatoria de esfuerzos normales y de corte de un elemento de material elástico

El equilibrio del elemento puede ser expresado escribiendo la sumatoria de fuerzas que actúan paralelamente a cada eje. Por ejemplo, la ecuación de equilibrio para la dirección **x** es la siguiente:

$$\left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z - \sigma_x \Delta y \Delta z + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \Delta y \right) \Delta x \Delta z - \tau_{xy} \Delta x \Delta z + \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y - \tau_{xz} \Delta x \Delta y = 0 \quad (II.86)$$

Para la dirección **y**, se tiene:

$$\left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta x \Delta z - \sigma_y \Delta x \Delta z + \left(\tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z - \tau_{yx} \Delta y \Delta z + \left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \Delta z \right) \Delta y \Delta x - \tau_{yz} \Delta y \Delta x = 0 \quad (II.87)$$

Y para la dirección **z**, se tiene:

$$\left(\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y - \sigma_z \Delta x \Delta y + \left(\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} \Delta x \right) \Delta z \Delta y - \tau_{zx} \Delta z \Delta y + \left(\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} \Delta y \right) \Delta z \Delta x - \tau_{zy} \Delta z \Delta x = 0 \quad (II.88)$$

Suponiendo que las fuerzas del cuerpo son despreciables y aplicando la segunda Ley de Newton en la dirección **x**, se llega a:

$$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \rho (\Delta x \Delta y \Delta z) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (II.89)$$

Para la dirección **y**, se tiene:

$$\left(\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \rho (\Delta x \Delta y \Delta z) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (II.90)$$

Y para la dirección z , se tiene:

$$\left(\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \rho (\Delta x \Delta y \Delta z) \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} \quad (II.91)$$

Donde u , v y ω son los desplazamientos en las direcciones x , y , z respectivamente. Las ecuaciones de movimiento en las tres direcciones pueden entonces ser escritas de la siguiente manera:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \quad (II.92)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \quad (II.93)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \quad (II.94)$$

ó

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (II.95)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (II.96)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} = (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \right) \quad (II.97)$$

En general las ecuaciones son acopladas en u , v y ω , pero hay dos soluciones directas que pueden ser derivadas de la ecuación II.95. Para el caso del fluido II.80 se asume que las ecuaciones de las ondas tienen soluciones de la siguiente forma:

$$u = u^0 \exp j(\omega t - q \vec{l} \cdot \vec{x}) \quad (II.98)$$

El vector \vec{x} tiene componentes x , y , z . \vec{l} es un vector unitario paralelo a la dirección de la propagación de la onda. Los componentes l_x , l_y y l_z son los cosenos directores del vector de propagación. Primero se busca una solución de la ecuación II.95 cuando la propagación de la onda es paralela al desplazamiento, esto es, una onda longitudinal (o **compresional**):

$$u = u^0 \exp j(\omega t - qx) \quad (II.99)$$

Esto significa que $\frac{\partial}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial z} = 0$, y la ecuación II.95 se reduce a:

$$\rho\omega^2 = q^2(\lambda + 2G) \tag{II.100}$$

ó

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \tag{II.101}$$

El subíndice **p** indica que se trata de la velocidad de una onda compresional o una onda primaria.

Se buscan nuevas soluciones a la ecuación II.95. Esto es posible estableciendo un modo de movimiento en el cual las partículas son desplazadas sólo en la dirección **x** ($u \neq 0, v = w = 0$), mientras que la onda de propagación es en la dirección **y**.

Si $\left(\frac{\partial}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial z} = 0\right)$, esto es:

$$u = u^0 \exp j(\omega t - qy) \tag{II.102}$$

Insertando esta ecuación dentro de la ecuación II.95, se obtiene:

$$\rho\omega^2 = Gq^2 \tag{II.103}$$

ó

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{II.104}$$

Donde el subíndice **s** indica que es la solución de la onda secundaria, también llamada onda de cizallamiento. El movimiento combinado de las partículas y de las ondas compresionales y cizallamiento o corte, es ilustrado en la figura II.9. Las ecuaciones II.101 y II.104 muestran que v_p es siempre más grande que la v_s .

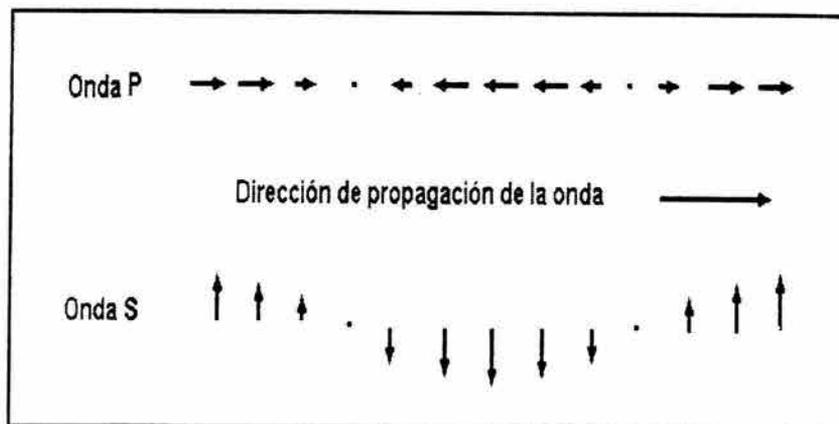


Figura II.9 El movimiento de la partícula en la propagación de las ondas P y S

Este análisis demuestra que un medio infinito, elástico e isotropito puede sostener solamente dos tipos de ondas **P** y **S**. Las velocidades de onda **P** para barras es diferente (**menos rápida**) que la velocidad en medios infinitos; mientras que la velocidad de onda **S** en barras es igual a la velocidad en medios infinitos. Es por esto que muchos métodos experimentales de laboratorio utilizan la onda de cizallamiento para determinación de parámetros de campo.

Si el medio no es infinito, sino que contiene frontera, entonces es probable que existan otros tipos de ondas tales como las ondas Rayleigh y las ondas Love. En geometrías complejas tales como cilindros llenos de fluidos en medios infinitos (**hoyos de perforación**), es posible que existan otros tipos de ondas conocidas como ondas de fluido (**mud wave**) y de tubo (**tube wave**), entre las cuales destacan las ondas Stoneley.

En estos momentos las aplicaciones geomecánicas de ondas, trabajan principalmente con las ondas compresionales "**P**" y de cizallamiento "**S**" debido a lo sencillo del modelo infinito elástico e isotrópico. Sin embargo, muchos centros de investigación están desarrollando teorías que estén relacionadas con otros tipos de ondas.

Las ondas **compresionales** en la formación en la formación siempre son más rápidas que las ondas a través del fluido del agujero; sin embargo, las ondas de **cizallamiento** en algunas formaciones de pozo rigidez pudieran ser más lentas que las ondas del fluido del agujero.

Por lo tanto, el conocimiento de las velocidades de propagación (**o el tiempo de tránsito**) de las ondas "**P**" y "**S**" permite determinar los módulos elásticos dinámicos de una manera directa, utilizando la ecuación de onda y la teoría de elasticidad.

II.2.3 Cálculo de los módulos elásticos dinámicos

En la derivación de la ecuación de onda para medios elásticos continuos se pudo observar que las velocidades de propagación de las ondas "**P**" y "**S**" son función de los módulos elásticos. Esto implica que si se conocen los tiempos de tránsito o las velocidades de propagación de las ondas se pueden determinar los módulos elásticos.

En materiales poroelásticos también se pueden determinar módulos elásticos por medio de tiempos de tránsito de las ondas. Sin embargo, los módulos elásticos calculados de esta manera (**mediciones dinámicas**), dan resultados diferentes de aquellos determinados por ensayos triaxiales (**mediciones cuasi-estáticas o estáticas**). Desafortunadamente las aplicaciones geomecánicas en la ingeniería petrolera son de procesos estáticos o cuasi-estáticos los cuales solamente pueden ser medidos en el laboratorio. Esto implica que cualquier módulo elástico determinado por tiempos de tránsito de ondas serán valores dinámicos que no pueden ser utilizados directamente en aplicaciones.

Los registros petrofísicos acústicos miden el tiempo de transito de las ondas compresionales (Δt_p) y de las ondas de cizallamiento (Δt_s) entre un emisor y un receptor a una distancia determinada. Utilizando las velocidades de propagación de la onda compresional "**v_p**" y la de onda de cizallamiento "**v_s**".

Dichas velocidades de onda "**P**" y "**S**", se pueden obtener de la siguiente manera:

$$v_p = \frac{\rho_{ma} (v_{pma})^2 (1 - \alpha) + \alpha^2 M}{\rho_b} \tag{II.105}$$

$$v_s = \frac{\rho_{ma} (v_{sma})^2 (1 - \alpha)}{\rho_b} \tag{II.106}$$

Por ello, se puede entonces definir los módulos **elásticos dinámicos** de la siguiente manera:

- Módulo de Elasticidad “**M**”

$$M = \rho_b (v_p)^2 \quad (\text{II.106})$$

- Módulo de Corte “**G**”

$$G = \rho_b (v_s)^2 \quad (\text{II.107})$$

- Módulo Volumétrico “**K**”

$$K = \rho_b (v_p)^2 - \frac{4}{3} \rho_b (v_s)^2 \quad (\text{II.108})$$

- Módulo de Lamé “ λ ”

$$\lambda = \rho_b (v_p)^2 - 2\rho_b (v_s)^2 \quad (\text{II.109})$$

- Módulo de Elasticidad de Young “**E**”

$$E = \frac{\rho_b (v_s)^2 [3(v_p)^2 - 4(v_s)^2]}{(v_p)^2 - (v_s)^2} \quad (\text{II.110})$$

- Relación de Poisson “ μ ”

$$\mu = \frac{(v_p)^2 - (v_s)^2}{2(v_p)^2 - (v_s)^2} \quad (\text{II.111})$$

- Compresibilidad Volumétrica “**C_b**”

$$C_b = \frac{1}{\rho_b \left[(v_p)^2 - \frac{4}{3} (v_s)^2 \right]} \quad (\text{II.112})$$

Tradicionalmente, los valores medidos por las compañías están dados en unidades de rapidez, que se expresa generalmente en unidades de tiempo sobre longitud y por lo tanto es el inverso de la velocidad. Las unidades que son tradicionalmente usadas por las compañías que prestan el servicio son microsegundo por pie ($\mu\text{seg/pie}$).

Para las ecuaciones de trabajo se utilizan directamente las unidades del registro sísmico y las relaciones de la teoría de elasticidad, se pueden entonces expresar los módulos elásticos tal como se indica en el apéndice “**A**”.

Se han encontrado dos soluciones para el problema de la propagación de la onda, y en realidad, son soluciones únicas para un sólido isotrópico. No importa hacia cuál dirección de propagación se observe, habrá una velocidad de onda “**P**” y una velocidad de onda “**S**”, las cuales están dadas por las ecuaciones II.101 y II.104.

Por supuesto las suposiciones no son realistas: aparentemente no hay material (**natural o sintético**) que cumpla los requerimientos de un material homogéneo, isotrópico y elásticamente lineal. Se puede afirmar que las rocas no son homogéneas, no son isotrópicas y sobre un rango extenso de esfuerzos se comportan de manera no lineal.

Además, una roca no es un sólido ideal debido a características como la porosidad " ϕ " y la permeabilidad " k " para el flujo del fluido. Sin embargo, la mayoría del trabajo hecho en acústica de roca se basa en estas realizaciones.

II.2.4 Velocidad del sonido en las rocas

La velocidad del sonido depende del módulo de elasticidad " M " y la densidad volumétrica " ρ_b ", pero esos parámetros están relacionados también con otras características de la roca, las cuales pueden ser características de tipo intrínsecas; como el tipo de roca o litología, porosidad y el grado de saturación del fluido. Las velocidades pueden también depender de parámetros extrínsecos, tales como el estado de esfuerzos, temperatura, etc.

La velocidad del sonido depende de las condiciones a las cuales se realizan las mediciones. Se considera, como ejemplo, arcilla seca próxima a la superficie. En la parte superior a un metro la velocidad de la onda **P** es igual a 300 m/seg y la velocidad de la onda **S** es de 100 m/seg. Con incrementos de profundidad (**mayor esfuerzo sobre los granos de arena**), las dos velocidades se incrementan substancialmente. A una profundidad de 100 m, el mismo sedimento tiene velocidades de onda **P** y **S**, al menos dos veces más grandes que en la parte superior. Si el mismo sedimento es depositado al nivel del mar, la saturación del fluido incrementa la v_p significativamente (**típicamente de 300 a 1500 m/seg**) y la salida de la v_s relativamente no es alterada o escasamente se reduce. La disminución en la v_s se debe al incremento de la densidad al añadir el fluido de saturación (**ver la ecuación II.104**), "**G**" no es alterada por la inclusión del fluido, al tiempo que " λ " se incrementa (**ecuación II.101**). Intuitivamente esto parece correcto, ya que "**G**" es una medida de la rigidez de la estructura de la roca, y un fluido no transmite fuerzas de corte. La gran diferencia entre velocidades de onda **P** para un medio seco y otro saturado es una herramienta para distinguir las zonas de aceite de las zonas de gas, y también para la detección acústica de gas en zonas someras. La acústica en el lecho marino es aplicada como guía para determinar la posición de plataformas o tuberías. En particular, el módulo de corte de la tierra es un parámetro importante para juzgar la estabilidad de la estructura del equipo.

La figura II.10 ilustra los efectos de la presión y la saturación del fluido en una arenisca consolidada. Los resultados son buenos también para una arena no consolidada. La velocidad de la onda **P** de una arenisca saturada de sal es de cualquier modo más extenso que de una arena saturada de sal: a un esfuerzo efectivo de 35 MPa (**la diferencia entre el esfuerzo hidrostático externo y la presión de poro**) la v_p por ejemplo en una arenisca de Boise es de 3450 m/seg, al mismo tiempo es de 2100 m/seg en arena de Ottawa. Los valores correspondientes, respectivamente de la v_s son 1900 m/seg y de 1000 m/seg. Dos grandes diferencias entre la arena y la arenisca son obvias: la arenisca está cementada, esto es que los granos son pegados durante la diagénesis, además, las porosidades son diferentes, 25% en la arenisca, y 37% en la arena. Esta diferencia es el fundamento al uso clásico del registro sónico como registro de porosidad. En la práctica, el registro convencional asume que el intervalo del tiempo de tránsito (**el cual es el inverso de la velocidad de la onda "P"**) está relacionado linealmente con la porosidad, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{V_{\text{poros}}} = \frac{\phi}{V_{\text{fluido}}} + \frac{1-\phi}{V_{\text{sólido}}} \quad (\text{II.113})$$

Ésta se conoce como la "**ecuación del promedio temporal**" o la ecuación de Wyllie (**Wyllie y colaboradores en 1958**). Los subíndices **fluido** y **sólido** denotan las velocidades de la onda **P** del fluido en el poro y del grano del material sólido, respectivamente. La ecuación no tiene estrictamente bases teóricas, pero funciona con una precisión razonable para propósitos prácticos. Si la porosidad es conocida, la ecuación II.113 puede ser usada para identificar la velocidad del sonido del material sólido. Esto indica la posibilidad de utilizar las ondas acústicas en la identificación de la litología. Las velocidades acústicas depende de la diferencia entre el peso del esqueleto de la roca y la presión de los poros, esto significa que si la presión del poro se incrementa, las velocidades del sonido decrecen. Este hecho es utilizado en la detección de las zonas sobrepresionadas de lutitas a partir de mediciones sísmicas, lo cual es de importancia, por ejemplo para prevenir los problemas de perforación. Sin embargo, la

naturaleza detallada de un concepto de esfuerzo efectivo para velocidades acústicas, no ha sido establecida todavía.

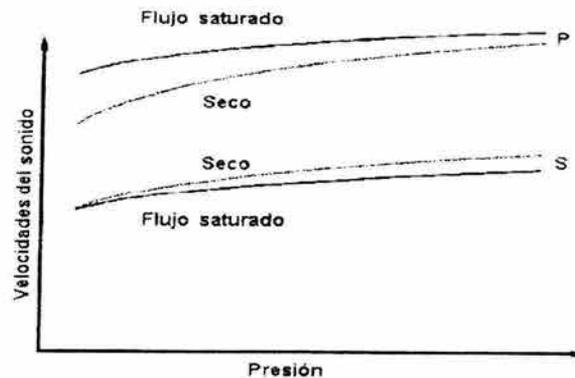


Figura II.10 El esquema muestra las velocidades de la onda de cizallamiento y compresional de la arena (seca y saturada de fluido) como una función de presión externa

II.2.5 Módulos elasto-dinámicos de la roca

Un material se deforma cuando está sujeto a esfuerzos, si el material recupera su forma y estado original al cesar los esfuerzos se habla de un material elástico, pero si la deformación es permanente, el material es conocido como un material plástico.

Los módulos elásticos son propiedades características de la roca que definen el comportamiento elástico entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones generadas, estos módulos elásticos varían de acuerdo al tipo de roca. En la figura II.11 se muestra la definición de cada constante elástica para un material elástico lineal isotrópico.

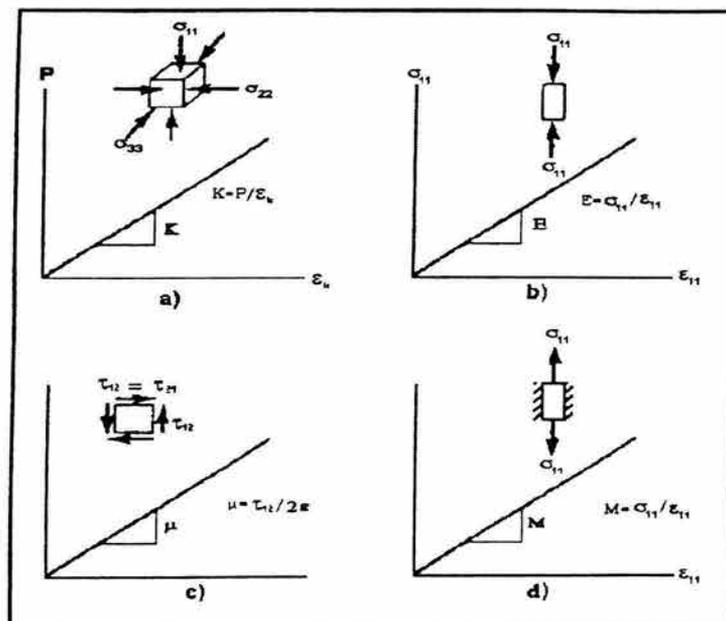


Figura II.11 Comportamiento de un material lineal elástico isotrópico

Estas se pueden determinar mediante pruebas de núcleos o a partir de las ondas sínicas. Los módulos más utilizados son:

1. Módulo de Corte "G"
2. Módulo Volumétrico "K"
3. Constante elástica de Lamé "λ"
4. Módulo de Young "E"
5. Relación de Poisson "μ"
6. Módulo de Compresibilidad Volumétrica "C_b"

Cuya definición estática es:

II.2.5.1 Módulo de corte "G"

Se define como la fuerza tangencial sobre la cara de la roca sin existir esfuerzos normales, se expresa como:

$$G = \frac{\text{Esfuerzo Tangencial}}{\text{Deformación de Corte}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (\text{II.113})$$

II.2.5.2 Módulo volumétrico "K"

Es la relación entre los esfuerzos compresionales (**presión hidrostática**) y la deformación volumétrica, se determina con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{\text{Esfuerzo Compresivo}}{\text{Deformación Volumétrica}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{V_1 - V_2}{V_1}} \quad (\text{II.114})$$

II.2.5.3 Constante elástica de Lamé "λ"

La constante elástica relaciona el esfuerzo aplicado en una dirección con deformación volumétrica debido a ese esfuerzo.

La constante elástica de Lamé es el equivalente al módulo de Young (**módulo de elasticidad**) bajo condiciones de carga triaxial.

II.2.5.4 Modulo de Young “E”

Es una relación entre los esfuerzos y deformaciones longitudinales bajo la acción de una carga uniaxial. Este efecto obedece a la propiedad elástica de la roca al estar sometida a los esfuerzos compresivos por la barrena, y se puede representar como:

$$E = \frac{\text{EsfuerzoAplicado}}{\text{DeformaciónNormal}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (\text{II.115})$$

II.2.5.5 Relación de Poisson “μ”

Es la constante definida por la relación que existe entre la deformación lateral y la deformación longitudinal que sufre una roca, cuando se le somete a un esfuerzo uniaxial. Matemáticamente se expresa:

$$\mu = \frac{\text{DeformaciónLateral}}{\text{DeformaciónLongitudinal}} = \frac{\frac{\Delta D}{D}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (\text{II.116})$$

II.2.5.6 Módulo de compresibilidad volumétrica “C_b”

Es el cambio fraccional del volumen de roca por unidad de incremento de esfuerzo compresivo aplicado a la formación y se expresa como:

$$C_b = \frac{\text{DeformaciónVolumétrica}}{\text{EsfuerzoAplicado}} = \frac{1}{K} \quad (\text{II.117})$$

II.2.6 Criterio de Falla por Mohr-Coulomb

Dicho criterio de falla asume una función f lineal.

$$\tau = S_o + \mu\sigma \quad (\text{II.118})$$

donde “S_o” es la cohesión de la roca y “μ” es el coeficiente de fricción interna. Claramente se escoge por analogía con el resbalamiento ordinario de una superficie, el cual para una primera aproximación se describe mediante la Ley de Amonton.

$$\tau = +\mu\sigma \quad (\text{II.119})$$

donde “σ” es la fuerza normal sobre el cuerpo y “μ” es el coeficiente de fricción interna.

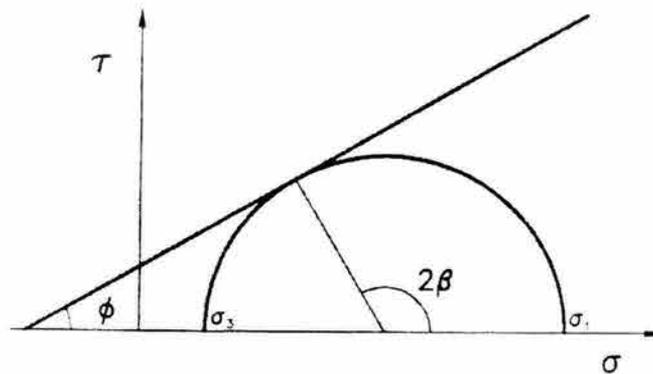


Figura II.12 Criterio de Mohr-Coulomb en el espacio $\tau - \sigma$. También se muestra el Círculo de Mohr correspondiente a un estado de esfuerzo crítico.

De la figura II.12 se puede definir el ángulo de fricción interna “Φ”, relacionándolo con el coeficiente de fricción interna “μ” de la siguiente manera:

$$\tan \Phi = \mu \tag{II.120}$$

También se muestra en la figura el ángulo “2β”, el cual proporciona la posición del punto de coincidencia entre el círculo de Mohr y la línea de falla. Se puede observar que los esfuerzos de corte y normal en el punto de contacto, son:

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{sen}2\beta \tag{II.121}$$

y que “β” y “Φ” están relacionados por:

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos}2\beta \tag{II.122}$$

$$\Phi + \frac{\pi}{2} = 2\beta \tag{II.123}$$

Los esfuerzos “σ” y “τ” dados por las ecuaciones II.121 y II.122, son el esfuerzo normal y el esfuerzo de corte de un plano está inclinado a un ángulo “β” con respecto a la dirección “σ₁”. De la ecuación II.123, se obtiene:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \tag{II.124}$$

Y debido a que la máxima variación permisible de “Φ” es de 0° a 90° (**en la práctica el rango será menor, estando aproximadamente cerca de los 30°**), es claro que “β” variará entre los 45° y los 90°. Debido a que “β” es el ángulo al cual se satisface el criterio de falla, “β” indica la orientación del plano de falla, de lo que podemos concluir que el plano de falla está inclinado a un ángulo menor a 45° con respecto a la dirección de “σ₁”. La figura

II.13 muestra esquemáticamente la posible variación de los planos de falla de una roca descrita por el criterio de Mohr-Coulomb.

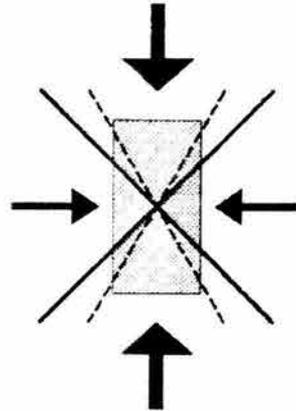


Figura II.13 Máxima inclinación del plano de falla de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb (líneas continuas). También se muestra la inclinación correspondiente a un ángulo de fricción de 30° (líneas discontinuas). Se supone que el esfuerzo axial es mayor que el radial.

Otro punto importante es que “β” es proporcionado solamente por “Φ”, de tal manera que la orientación del plano de falla es independiente del esfuerzo confinante. Sustituyendo las ecuaciones II.121 y II.122, dentro en el criterio de falla dado por la ecuación II.118, obtenemos:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{sen}2\beta = S_o + \mu \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos}2\beta \right] \quad (\text{II.125})$$

Reemplazando “β” y “μ” por “Φ”, esto es

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\text{cos}\Phi = S_o + \frac{1}{2}\tan\Phi(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}\tan\Phi\text{sen}\Phi(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{II.126})$$

Multiplicando por 2 cos Φ y reorganizando términos:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)(\text{cos}^2\Phi + \text{sen}^2\Phi) = 2S_o\text{cos}\Phi + (\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}\Phi \quad (\text{II.127})$$

$$\sigma_1(1 - \text{sen}\Phi) = 2S_o\text{cos}\Phi + \sigma_3(1 + \text{sen}\Phi) \quad (\text{II.128})$$

$$\sigma_1 = 2S_o \frac{\text{cos}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} + \sigma_3 \frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \quad (\text{II.129})$$

La figura II.14 muestra esta relación en plano (σ₁, σ₃). Nuevamente tenemos una relación lineal, con una intersección en el eje σ₁, lo cual es muy similar a la gráfica mostrada en la figura II.12. Sin embargo, el ángulo “α” en el plano σ₁-σ₃ no es igual a “Φ”, pero está relacionado por “Φ” con éste, de la siguiente manera:

$$\tan\alpha = \frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \quad (\text{II.130})$$

ó

$$\text{sen}\Phi = \frac{\tan \alpha - 1}{\tan \alpha + 1} \tag{II.132}$$

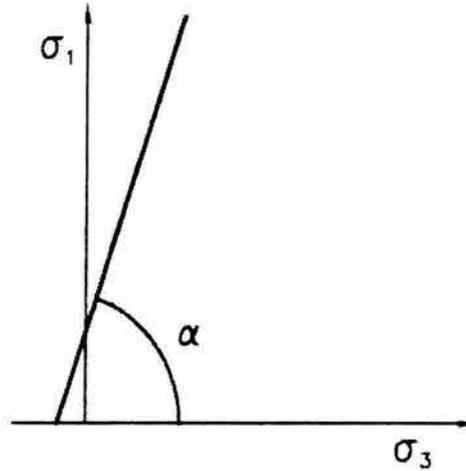


Figura II.14 Criterio de Mohr-Coulomb en el plano (σ_1, σ_3).

La figura II.15 muestra una gráfica de “ α ” y “ β ” contra “ Φ ”.

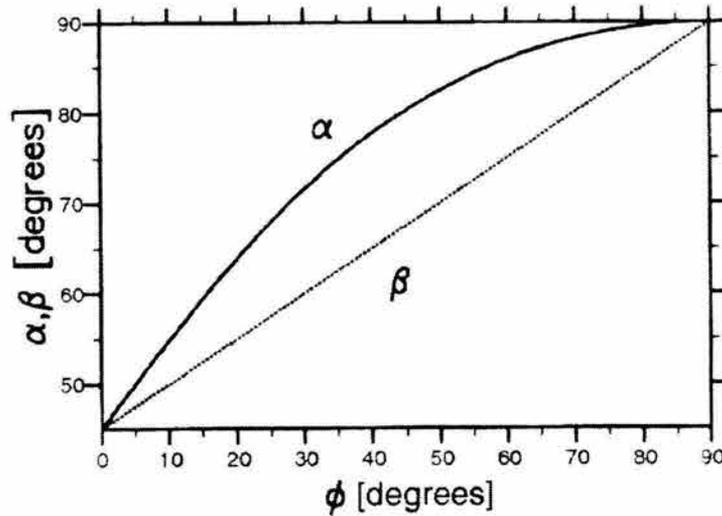


Figura II.15 Inclinación de la línea de falla en el plano (σ_1, σ_3) y la inclinación de la normal al plano de falla “ β ” como función del ángulo de fricción “ Φ ”.

Finalmente, se puede ver que la ecuación II.129, puede ser escrita en términos del ángulo de falla, de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = 2S_o \tan \beta + \sigma_3 \tan^2 \beta \quad (\text{II.131})$$

II.2.6.1 Resistencia a la compresión “C_o”

Por lo tanto, sustituyendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación II.129, se obtiene la resistencia compresional uniaxial “C_o”

$$C_o = 2S_o \frac{\cos \Phi}{1 - \sin \Phi} = 2S_o \tan \Phi \quad (\text{II.132})$$

Esta expresión sólo es válida si el mecanismo de falla bajo un esfuerzo uniaxial es una falla de corte. Esto no puede suceder aún cuando la falla de corte ocurra a bajas presiones de confinamiento.

Por lo que, existen varias correlaciones para calcular la **resistencia a la compresión uniaxial de la roca “C_o”**, estas pueden ser empíricas y semiempíricas; tales como:

- Correlación de D. García Gavito

En este estudio se observó que la resistencia a la compresión uniaxial “C_o” se incrementa con la profundidad en áreas normalmente compactadas. Como el esfuerzo de sobrecarga se incrementa, la porosidad de la roca decrece de tal manera haciendo a la formación más compacta y más resistente. Así se obtuvieron dos correlaciones de la resistencia a la compresión uniaxial con la porosidad para formaciones, a continuación se describen:

- Rocas bien compactadas

$$C_o = 66889 - 84063 \log(\phi) + 26091 [\log(\phi)]^2 \quad (\text{II.133})$$

- Rocas pobremente compactadas

$$C_o = 9953 - 7892 \log(\phi) + 1203 [\log(\phi)]^2 \quad (\text{II.134})$$

- Correlación de Smorodinov y colaboradores

Estos autores observaron que entre más grande sea la densidad de la roca, mayor es su resistencia a la compresión. Por lo que, propusieron que la resistencia a la compresión uniaxial “C_o” puede relacionarse con la densidad volumétrica “ ρ_b ” y la porosidad “ ϕ ” para un grupo de rocas carbonatadas de la siguiente forma:

- Determinación de C_o en función de “ ρ_b ”

$$C_o = 0.88e^{(2.85\rho_b)} \quad (\text{II.135})$$

- Determinación de C_o en función de “ ϕ ”

$$C_o = 2590e^{(-0.91\phi)} \quad (\text{II.136})$$

- Correlación de J. P. Sarda y Nicolás Keesler

Ellos realizaron una recopilación de información de literatura y de pruebas de laboratorios para areniscas saturadas y secas con una variación en el contenido de cuarzo desde un 48% para arenisca Laurencekirk hasta 99% para arenisca Fontainebleau, obteniendo la siguiente correlación:

- Determinación de C_o en función de " ϕ "

$$C_o = 258e^{(-9\phi)} \tag{II.137}$$

Estos autores observaron en su estudio que la porosidad era poco influenciada por saturación y la composición mineralógica de las rocas. Sin embargo una influencia puede ser observada comparando los resultados de Smorodinov para rocas secas.

- Correlación de G. H. McNally

Él midió el tiempo de tránsito compresional " Δt_p " y la resistencia a la compresión uniaxial para núcleos de rocas areniscas obteniendo una expresión que relacionara un parámetro geofísico y una propiedad mecánica de la roca mediante una regresión exponencial.

- Determinación de C_o en función de " Δt_p "

$$C_o = 1000e^{(-0.035\Delta t_p)} \tag{II.138}$$

- Correlación de L. Wade y M. A. Horton

En este estudio se tomó un pozo de Lea Hall, Staffordshire, Inglaterra; el cual tenía datos de registros y núcleos. El muestreo del pozo fue de 27 m con una pérdida del 1.6% de total. Algunas muestras fueron examinadas por litología y fracturas. Generó ecuaciones mediante regresión, en las cuales observó que la velocidad de las ondas **P** es dos veces la velocidad de las ondas **S** y que disminuyen cuando la resistencia aumenta.

- Determinación de C_o en función de " Δt_p "

$$C_o = e^{(6.903-0.034\Delta t_p)} \tag{II.139}$$

- Correlación de G. Gutiérrez Escobedo y D. García Gavito

Estos autores obtuvieron una ecuación normalizada que correlaciona una propiedad de falla con una elástica (**elasto-dinámica**).

$$C_o = \left[0.167^{\left(-2.039\frac{M}{Ms}\right)} \right] C'_o \tag{II.140}$$

Donde:

$$\frac{M}{Ms} = 0.992e^{(-6.808\phi)} \tag{II.141}$$

$$C'_o = 273 \text{ está dada en MPa, para la arena cuando } \phi = 0$$

- Correlación de I. A. Vázquez Reyes

Ella definió la siguiente ecuación para determinar la resistencia compresiva uniaxial, por tanto:

$$C_o = \frac{PEE}{0.8974(R^{-0.351})} \quad (II.142)$$

Por tanto:

$$PEE = 41.547(Es_R)^{0.6208} \quad (II.143)$$

$$R = 0.2 \left(\frac{ROP}{N} \right) \quad (II.144)$$

Donde:

- PEE = Perfil de energía específica, psi
- C_o = Resistencia a la compresión, psi
- R = Ritmo de penetración por revolución, pg/rev
- Es_R = Energía específica, pg-lb/pg³
- ROP = Ritmo de penetración, pies/hr
- N = Revoluciones por minuto, rpm

II.2.6.2 Resistencia a la tensión "T_o"

Quizá se debería considerar el cálculo de la resistencia a la tensión (**uniaxial**) "T_o" al sustituir $\sigma_1 = 0$ en la ecuación II.129, con la finalidad de obtener:

$$T_o = C_o \left(\frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi} \right) \quad (II.145)$$

Considerando $\Phi = 30^\circ$, se obtiene que $T_o = 0.333C_o$. Sin embargo, una falla bajo tensión ello no se debe al esfuerzo de corte, entonces, esto no es una aproximación válida. En realidad "T_o" es más pequeña en relación a "C_o" que lo predicho en la ecuación II.145.

Por lo tanto, las constantes elásticas pueden ser **estáticas** o **dinámicas**, según la forma que se emplee para determinarlas.

Las constantes **estáticas** se obtienen en el laboratorio a través de la utilización de núcleos mediante la aplicación gradual de esfuerzos, el tipo de esfuerzo dependerá del módulo que se quiera medir.

Entonces, las propiedades elásticas dinámicas se determinan mediante la propagación de ondas acústicas, ya sea a nivel de campo o de laboratorio. Algunos parámetros como el tiempo de tránsito compresional (Δt_p), cizallamiento (Δt_s) y la densidad volumétrica de la formación que ayudan a determinar estos módulos, se calculan con la ayuda de los siguientes registros geofísicos:

- a. Registro sísmico (Δt_p)
- b. Registro de densidad (**RHOB**)

Las velocidades de las ondas sónicas aumentan a medida que la resistencia y dureza de las rocas se incrementa.

Los módulos elasto-dinámicos de la roca se utilizan para determinar los parámetros de falla (**resistencia a la compresión uniaxial, ángulo de fricción interna, resistencia a la cohesión y resistencia a la tensión**) y se podrán determinar de la siguiente forma:

- i. Debemos determinar **resistencia a la compresión uniaxial** " C_o ", tal como se indica:

$$1er. \text{ Término } C_o = 1.11 \times 10^{-3} (G - 0.85) \quad (II.146)$$

$$2do. \text{ Término } C_o = 1.2 \times 10^{-6} (G)^{1.6} \quad (II.147)$$

después de hacer el cálculo, se tomará el término de mayor valor de " C_o "

- ii. Posteriormente obtenemos el **ángulo de fricción interna** " Φ ", con:

$$\Phi = 60 \left[1 - \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \right] \quad (II.148)$$

- iii. Entonces, calculamos la **resistencia a la cohesión** " S_o ", tal que:

$$S_o = \frac{C_o (1 - \text{sen} \Phi)}{2(\text{cos} \Phi)} \quad (II.149)$$

- iv. Finalmente, la **resistencia a la tensión** " T_o ", se obtiene:

$$T_o = C_o \left(\frac{1 - \text{sen} \Phi}{1 + \text{sen} \Phi} \right) \quad (II.150)$$

Donde:

- C_o = Resistencia a la compresión, psi
- G = Módulo de Corte o Cizallamiento, psi
- μ = Relación de Poisson, adimensional
- Φ = Ángulo de fricción interna, grados ($^\circ$)
- S_o = Cohesión, psi
- T_o = Resistencia a la tensión, psi

Tal y como se indicó anteriormente, se pueden calcular los módulos elásticos a partir de velocidades de propagación de ondas; y debido a que estas ondas son generadas a frecuencias altas, a los módulos calculados se les conoce como módulos elásticos dinámicos. Los resultados obtenidos con las ecuaciones II.106 a II.112 son generalmente distintos de los módulos medidos en los ensayos mecánicos de laboratorio (**módulos estáticos**), donde se utiliza la relación entre esfuerzos axiales " σ_x " y las deformaciones axiales " ϵ_x " y laterales " ϵ_y ", tal como se muestra a continuación:

$$E_s = \frac{\sigma_x}{\epsilon_x} \quad (\text{II.151})$$

$$\mu_s = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} \quad (\text{II.152})$$

donde el incremento de carga oscila alrededor de 10^3 segundos. Este tipo de carga monotónica en el laboratorio es cuasi-estática, sin embargo, tradicionalmente se conoce como estática.

Aunque las investigaciones analíticas y experimentales no han permitido entender completamente el fenómeno; si está establecido que los módulos dinámicos son mayores o iguales a los módulos estáticos. El módulo de Young dinámico " E_d " puede ser hasta 4 a 7 veces mayor que el módulo de Young estático " E_s " y la relación de Poisson dinámica " μ_d " puede ser hasta 3 veces mayor que la relación de Poisson estática " μ_s "; dependiendo del material.

El único lugar donde es posible medir módulos elásticos estáticos y dinámicos es el laboratorio. Esto se logra sometiendo una muestra del material de formación a un ensayo triaxial donde el equipo esté instrumentado para realizar mediciones dinámicas. Durante el proceso de compresión triaxial se obtendrá la curva de esfuerzo-deformación de donde se pueden calcular los módulos elasto-estáticos y haciendo mediciones de propagación de ondas en diferentes instantes durante el proceso de compresión, se podrán calcular los módulos elasto-dinámicos. Esto quiere decir que es fundamental tener ensayos de laboratorio para poder determinar experimentalmente la relación entre módulos estáticos y dinámicos para crear correlaciones predictivas. Por lo anteriormente expuesto, resulta importante utilizar módulos estáticos o dinámicos cuando la situación lo amerite.

Existen varias razones para explicar la diferencia entre módulos elasto-dinámicos y elasto-estáticos para materiales poroelásticos. Entre las más importantes se tienen:

- a) Diferencias en frecuencias y tiempos de carga: El intervalo de frecuencia (**longitud de banda**) de los emisores de las primeras herramientas sónicas para medir el tren de ondas completa están entre 5 y 18 kHz con las frecuencias de más energía cercano a los 12 kHz; es decir, 12000 ciclos por segundo, lo que implica que el tiempo de carga está en el orden de 10^{-4} segundos. Los últimos avances en electrónica y diseño de transductores han causado que las herramientas dipolares más recientes ahora hayan reducido la frecuencia con mayor energía a valores cercanos a los 3 kHz. Aunque esta reducción de frecuencias es un logro importante, los problemas geomecánicos de importancia, avenamiento, fracturamiento hidráulico, estabilidad del agujero, compactación, etc., son fenómenos cuasi estáticos que se pudieran asignar conservadoramente con el tiempo de carga de 10^3 segundos. Como puede observarse hay más de 7 órdenes de magnitud entre velocidades de carga en ensayos dinámicos y en ensayos estáticos, y como es de esperarse carga en materiales poroelásticos causará diferencias entre los módulos elasto-estáticos y los módulos elasto-dinámicos.
- b) Diferencias en el intervalo de deformaciones: Es conocido que los módulos dinámicos de materiales porosos pueden sufrir diferencias debido al nivel de deformación al que es sometido. En particular, el módulo dinámico no cambia si las deformaciones cíclicas se mantienen por debajo de un límite mínimo que en arenas no consolidadas se encuentra cercano a 10^{-4} (**Dobry y Swinger en 1979, Dobry y colaboradores en 1982, Vásquez y Dobry en 1989**). Una vez que este límite es excedido, empieza a ocurrir una degradación del valor de los módulos que creará una diferencia entre valores dinámicos y estáticos. Esta degradación de los módulos en función de la deformación puede llegar a ser muy importantes (**Seed e Idriss en 1970, Seed y otros en 1984; Sun y colaboradores en 1988**).

Debido a que existen diferencias entre el cálculo de los módulos elásticos por medio de mediciones dinámicas a partir de propagación de ondas y métodos estáticos basados en la curva de esfuerzo-deformación; se debe utilizar algún tipo de procedimiento para corregir los valores dinámicos. Un procedimiento usado para generar valores continuos de los módulos estáticos (**generalmente los parámetros como el módulo de Young "E" y la relación de Poisson " μ "**) a partir de los módulos elasto-dinámicos de los registros, es el siguiente:

1. Realizar una corrida de un perfil sónico en el pozo, para determinar el módulo de Young "**E**" y la relación de Poisson " μ " dinámicos a nivel de campo.
2. Realizar mediciones dinámicas en núcleos en el laboratorio del módulo de Young "**E**" y la relación de Poisson " μ ". Estas mediciones son realizadas basándose en el tiempo de viaje de las ondas **P** y **S** (**mediciones acústicas**) y serán llevadas a cabo sobre núcleos que se encuentren a condiciones representativas del pozo en cuanto a esfuerzos, temperatura y presión de poros.
3. Realizar mediciones estáticas en núcleos en el laboratorio del módulo de Young "**E**" y la relación de Poisson " μ ", mediante el uso de la curva esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales. Esto también implica someter al núcleo a condiciones de temperatura, presión de confinamiento y presión del yacimiento. El paso anterior y éste se deben efectuar en una misma muestra, y en un ensayo con equipo triaxial especializado capaz de realizar ensayos estáticos y dinámicos simultáneamente.
4. Elaborar correlaciones entre el módulo de Young "**E**" y la relación de Poisson " μ " estática y dinámica de laboratorio. Esta correlación será usada para extrapolar el módulo de Young "**E**" y la relación de Poisson " μ " dinámica medida por perfiles y poder obtener valores continuos de módulos estáticos en el campo. De esta manera se podrá producir un perfil continuo y calibrado de la variación del módulo Young "**E**" y la relación de Poisson " μ " estática con profundidad.

Por lo tanto, en la ingeniería petrolera es de gran importancia conocer el valor numérico de los módulos elasto-estáticos.

II.3 Métodos de Predicción de las Condiciones Geomecánicas de la Roca

La geomecánica es la disciplina que estudia las características mecánicas de los materiales geológicos que conforman las rocas de formación. Esta disciplina está basada en los conceptos y teorías de mecánica de rocas, y mecánica de suelos, que relacionan el comportamiento de la formación bajo los cambios de esfuerzo producto de las operaciones petroleras de perforación, terminación y mantenimiento de pozos. Aunque las bases de la geomecánica fueron realizadas a principios de siglo, las aplicaciones en la actividad petrolera empezaron a tener mayor divulgación al comienzo de la década de los setentas, y por lo tanto; esta es una disciplina novedosa para la ingeniería petrolera. La geomecánica utiliza resultados experimentales de campo y laboratorio en forma conjunta con soluciones analíticas para resolver problemas particulares.

Diversas disciplinas convergen en los estudios de los problemas típicos de la geomecánica en sus aplicaciones en diferentes campos de estudio, tales como:

- a. Mecánica de rocas (**mecánica de sólidos, teoría de fracturas**).
- b. Mecánica de suelos.
- c. Mecánica de fluidos.
- d. Termodinámica
- e. Geología.
- f. Geofísica.

La geomecánica tiene su origen en la ingeniería civil y en la minería, principalmente en el uso de suelos y rocas como material de construcción y en obras civiles, tales como: túneles, taludes y vías, y por supuesto en obras de mineras de túneles de explotación y estabilidad de taludes en minería a cielo abierto. Sin embargo, la geomecánica en su aplicación petrolera comienza hacia finales de los años cincuenta (**primeros fracturamientos hidráulicos por King Hubbert**) y adquiere importancia en la década de los ochentas. La primera conferencia se llevó acabo en forma conjunta de la SPE (**Sociedad de Ingeniería Petrolera**) y la ISRM (**Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas**) la cual se realizó en 1992.

II.3.1 Rocas duras, rocas poco consolidadas y suelos

Los materiales geológicos pueden ser divididos en rocas y suelos; sin embargo, la diferencia entre ellos a veces no es muy clara, a pesar que el método de análisis de cada uno, es generalmente distinto. Los suelos son aglomeraciones relativamente sueltos, compuestos de minerales, materiales orgánicos y sedimentos que se encuentran sobre la roca madre. Las rocas son materiales geológicos con fuerzas moleculares entre sí, que le confiere a los granos minerales una resistencia intrínseca del material, por lo que resulta difícil diferenciar entre una roca suave y un suelo duro. En la industria petrolera es usual trabajar con rocas, por lo que; a los materiales de los yacimientos sueltos se les conoce como rocas no consolidadas.

II.3.2 Sistemas de partículas y concepto de esfuerzos efectivos

Los materiales geológicos están compuestos por un sistema multifásico de partículas minerales que crean una estructura porosa donde residen fluidos tales como agua, hidrocarburos y aire. Este sistema de partículas es lo que distingue a los materiales geológicos de los materiales continuos como metales y fluidos. Las partículas representan una fase sólida conocida como esqueleto mineral; debido a esto, la deformación del material geológico está controlada por la interacción entre partículas individuales, deformación de partículas y más importante aún, el movimiento relativo entre partículas. El fluido intersticial puede fluir a través de los poros interactuando con el

esqueleto mineral, alterando la magnitud de las fuerzas en el contacto entre partículas e influenciando la resistencia y compresibilidad del material geológico.

Los materiales geológicos son agregados de partículas; sin embargo; se toman conceptos del área de mecánica de medios continuos para comprender y modelar su comportamiento mecánico. Tal como se puede ver en la figura II.16, los suelos son compuestos en los cuales existen tres fases:

1. Sólidos (**partículas de minerales**)
2. Gas (**aire, gas, etc...**)
3. Líquidos (**agua, petróleo, etc...**)

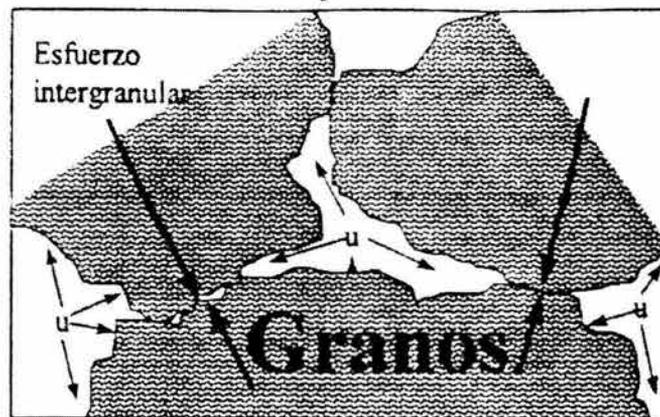


Figura II.16 Diagrama de fases para materiales geológicos.

Debido a esto es necesario representar la cantidad de poros y granos de una manera numérica. La geomecánica generalmente utiliza la porosidad " ϕ " definida como:

$$\phi = \frac{v_p}{V_b} \tag{II.153}$$

donde:

v_p = Volumen de poros

V_b = Volumen total volumétrico

Los materiales geológicos están compuestos de partículas sólidas y poros llenos de fluidos que pueden desplazarse.

II.3.3 Ley de los Esfuerzos Efectivos

Se entiende como esfuerzo efectivo a la carga neta soportada por el esqueleto mineral sólido. Los materiales geológicos están compuestos de partículas sólidas y poros llenos de fluidos que pueden desplazarse. Debido a esto, podemos utilizar el principio de esfuerzos efectivos, se sabe que parte del esfuerzo total sobre un elemento de material poroso es llevado por el esqueleto mineral (**esfuerzo efectivo**) y parte por la presión de poro, tal como lo demuestra la ecuación siguiente:

$$\sigma = \sigma' + \alpha p_p \quad (\text{II.154})$$

Por lo que, despejando de la ecuación anterior el esfuerzo efectivo " σ' "; obteniéndose:

$$\sigma' = \sigma - \alpha p_p \quad (\text{II.155})$$

Donde:

σ = esfuerzo total

σ' = esfuerzo efectivo

α = coeficiente poroelástico de Biot

p_p = presión de poro

En forma empírica Quiguo y colaboradores en el 2000, encontraron una relación entre las velocidades de onda compresional y de cizallamiento (V_p/V_s) y el esfuerzo vertical efectivo, así como; la relación de Poisson y el esfuerzo vertical efectivo.

$$P_e = m e^{nx} \quad (\text{II.156})$$

Donde x es la relación entre (V_p/V_s), o la relación de Poisson (μ), m y n son parámetros.

Por lo que:

$$P_e = 689.69 e^{-1.4783 \left(\frac{v_p}{v_s} \right)} \quad (\text{II.156a})$$

$$P_e = 103.7 e^{-2.8542 \mu} \quad (\text{II.156b})$$

Y en pruebas de laboratorio se obtuvo la siguiente ecuación empírica en relación de Poisson " μ ":

$$P_e = 111.75 e^{-3.5714 \mu} \quad (\text{II.156c})$$

II.3.4 Teoría de Poro-Elasticidad - Coeficiente poroelástico de Biot " α "

Por lo tanto, el coeficiente poroelástico de Biot " α ", mide la eficiencia que ejerce la presión de poro " p_p " para soportar los esfuerzos totales " σ ". En sistemas porosos con buena interconexión, como el caso de arenas con porosidades y permeabilidades altas, el valor de α es 1. Por el contrario, en sistemas sin porosidad como los metales, el valor de α es 0, y por lo que; los esfuerzos efectivos y los esfuerzos totales son iguales.

El valor de " α " de una roca de interés debe ser medido en el laboratorio, utilizando en tipo de ensayo geomecánico especializado de carga isotrópica que produce valores estáticos. Sin embargo, el valor de " α " también puede ser estimado por el registro acústico, pero desafortunadamente éste es un valor dinámico que siempre es bastante

menor que los valores estáticos determinados en el laboratorio. Por lo tanto, es importante tener valores de la constante poroelástica de Biot medida en el laboratorio y no utilizando los valores calculados directamente por el registro acústico. La diferencia entre los valores estáticos y dinámicos puede ser substancial, lo que va a tener un gran efecto en el cálculo de los esfuerzos efectivos.

A través de la revisión de la literatura, se han detectado diferentes sugerencias para poder determinar el coeficiente poroelástico de Biot " α ", como son:

- (Terzaghi 1923, 1943)

$$\alpha = 1 \quad (\text{II.157})$$

- (Hoffman 1928 y Fillunger 1930)

$$\alpha = \phi \quad (\text{II.158})$$

Ellos consideraron que lo anterior, por los diferentes materiales porosos existente.

- (Biot 1941)

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (\text{II.159})$$

- (Bishop 1955 y Skempton 1960)

$$\alpha = 1 - g_c \quad (\text{II.160})$$

Donde " g_c " es el contacto efectivo del contacto grano a grano por unidad de área a través del plano.

- (Suklje 1969)

$$\alpha = 1 - (1 - \phi) \frac{K}{K_s} \quad (\text{II.161})$$

- (Schiffman 1970)

$$\phi \leq \alpha \leq 1 \quad (\text{II.162})$$

- (Zimmerman y colaboradores 1986)

$$\alpha = 1.75(\phi)^{0.51} \quad (\text{II.163})$$

- (Krief y colaboradores 1990)

$$\alpha = 1 - (1 - \phi)^{\frac{3}{1-\phi}} \quad (\text{II.164})$$

- (Bai 2000)

$$\alpha = \frac{E}{3(1-2\mu)} \left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) \quad (\text{II.165})$$

Donde:

✓ (Voigt y Watt 1976)

$$K_s = \frac{K}{(1-\phi)} \quad (\text{II.165a})$$

donde:

ϕ = porosidad, fracción

✓ (Geertsma-Smith 1983)

$$K_s = \frac{K}{(1+50\phi)} \quad (\text{II.165b})$$

donde:

ϕ = porosidad, %

✓ (DGG-GEG 2000)

$$K_s = \frac{K}{0.991(e^{-5.92\phi})} \quad (\text{II.165c})$$

donde:

ϕ = porosidad, fracción

• (Wang 2000)

$$\alpha = \frac{3}{B(1-2\mu)} \left(\frac{\mu_u - \mu}{1 + \mu_u} \right) \quad (\text{II.166})$$

Donde:

$$B = \frac{K_f}{\phi K + K_f} \quad (\text{II.166a})$$

$K_f \rightarrow 2.3$ a 3.3 GPa (para agua)

ó

$$K_f \rightarrow 0.5 \text{ a } 5.0 \text{ GPa (para aceite)}$$

$$\mu \leq \mu_u \leq \frac{1}{2}$$

II.3.5 Relación Esfuerzos-Deformaciones

El primer paso que se requiere en el estudio de los problemas relacionados con la geomecánica esta relacionado con la comprensión de los términos esfuerzo y deformación.

Se considera, que el concepto de esfuerzo se refiere a la capacidad que posee un cuerpo para soportar una carga por unidad de área. Dependiendo de la dirección en la cual se aplica la fuerza en relación a la superficie, se obtienen esfuerzos normales y de corte.

Ahora, cuando un cuerpo es sometido a un sistema de fuerzas externas, este experimenta cambios con relación a su estado original. Por lo tanto, se puede definir que la deformación como relación que existe entre la nueva magnitud o forma de un elemento y su estado original o no alterada, cuando es sometido a fuerzas externas.

Matemáticamente se puede expresar que la suma total de las deformaciones generadas por diferentes causas, tal que:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \varepsilon_t + \varepsilon_o \quad (\text{II.167})$$

Donde los subíndices "e", "p", "t" y "o" denotan el origen elástico, fluido, termal y otras deformaciones, respectivamente.

II.3.6 Concepto de la Teoría de la elasticidad

Las ecuaciones de la Ley de Hooke de elasticidad modificada que incluye la presión de poro " p_p ", para tres direcciones son:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \mu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}) - (1 - 2\mu)\alpha p_p] \quad (\text{II.168})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \mu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) - (1 - 2\mu)\alpha p_p] \quad (\text{II.169})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \mu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) - (1 - 2\mu)\alpha p_p] \quad (\text{II.170})$$

Donde:

σ = Esfuerzo total

μ = relación de Poisson

α = coeficiente poroelástico de Biot

p_p = presión de poro

- Para deformación **uniaxial**: $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0 \Rightarrow \varepsilon_{zz} \neq 0$

Entonces, sólo existe deformación en la dirección "z" y no existe deformación lateral en las direcciones "x" y "y"; por tanto, sumando las ecuaciones II.168 y II.169:

$$(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = \frac{2(1-2\mu)}{1-\mu} \alpha p_p + \frac{2\mu}{1-\mu} \sigma_{zz} \quad (\text{II.171})$$

Sustituyendo II.171 en II.170, se obtiene la **deformación uniaxial**:

$$\varepsilon_{zz} = \left(\frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu} \right) \frac{\sigma_{zz} - \alpha p_p}{E} \quad (\text{II.172})$$

Como se tiene isotropía en el plano perpendicular al eje vertical "z" ($\sigma_x = \sigma_y$), utilizando la ecuación anterior, se tendrá:

$$\sigma_{xx} - \alpha p_p = \frac{\mu}{1-\mu} (\sigma_{zz} - \alpha p_p) \quad (\text{II.173})$$

Utilizando la definición de **esfuerzo efectivo**, y considerando una constante de poroelasticidad de Biot igual a uno, se obtiene:

$$\sigma'_{xx} = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma'_{zz} \quad (\text{II.174})$$

Esta última ecuación nos da el esfuerzo horizontal efectivo debido a la sobrecarga, también conocido como el **Efecto Poisson**.

Ó

$$\sigma'_{xx} = \sigma'_{yy} = \frac{\lambda}{\lambda + 2G} \sigma'_{zz} \quad (\text{II.175})$$

Esta ecuación nos da el esfuerzo horizontal efectivo debido a la sobrecarga en relación de los módulos de elasticidad tanto de Corte "G" y de Lamé "λ".

- Para deformación **biaxial**: $\varepsilon_{xx} = 0 \Rightarrow \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \neq 0$
- Para deformación **triaxial**: $\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \neq 0$

II.3.7 Estimación de los Esfuerzos Horizontales (mínimos y máximos)

Para el cálculo de los esfuerzos horizontales por medio de los registros geofísicos, se realizan los siguientes pasos:

1. Se recopilan los registros geofísicos de los pozos que se analicen. Principalmente los registros de tiempo de tránsito (Δt) y densidad (**RHOB**).

2. Con los valores de densidad total o volumétrica " ρ_b ", se estiman las porosidades de la formación, suponiendo densidades de matriz " ρ_{ma} " y densidades del fluido " ρ_{fl} ", utilizando la ecuación II.21:

$$\phi = \frac{\rho_{ma} - \rho_b}{\rho_{ma} - \rho_{fl}} \tag{II.176}$$

Se obtiene una gráfica en la cual se detecta la zona que esta menos compactada, es decir; la zona de valores de porosidad mayores a la tendencia normal de compactación.

3. Se crea una grafica semi-log los valores de tiempo de tránsito medidos " Δt " por el registro geofísico contra profundidad " D ", se obtiene la ecuación que nos de los valores correspondientes a la tendencia normal. Se identifica la zona de presión anormal, es decir; los valores que están por encima de la tendencia normal.
4. Se obtiene la sobrecarga " σ_{ob} ", con el registro de densidad (RHOB) total o volumétrica " ρ_b "; la presión de poro " p_p " y la relación de Poisson " μ ".
5. Finalmente se determinan los esfuerzos horizontales mínimos " σ_h " como esfuerzos horizontales máximos " σ_H ", por medio de:

$$\sigma_h = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_v + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \alpha p_p + \frac{E}{1-\mu^2} \epsilon_x + \frac{\mu E}{1-\mu^2} \epsilon_y \tag{II.177}$$

y

$$\sigma_H = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_v + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \alpha p_p + \frac{E}{1-\mu^2} \epsilon_y + \frac{\mu E}{1-\mu^2} \epsilon_x \tag{II.178}$$

Considerando que las deformaciones laterales son:

$$\epsilon_x = 0.0002 \text{ (Esfuerzo de deformación horizontal mínimo en la dirección "x")}$$

$$\epsilon_y = 0.0017 \text{ (Esfuerzo de deformación horizontal máximo en la dirección "y")}$$

6. Con la relación de Poisson " μ " obtenido en el inciso 4, se obtiene el tiempo de tránsito de cizallamiento " Δt_s "; el módulo de elasticidad de Young " E " y con ello se determina la deformación unitaria vertical " ϵ_v "; tal que:

$$v_s = 1 \times 10^3 \left(\frac{1}{0.226 + 0.148\mu} \right) \tag{II.179}$$

∴

$$\Delta t_s = 304.8(0.226 + 0.148\mu) \tag{II.180}$$

Donde:

v_s = Velocidad de cizallamiento, m/seg

μ = Relación de Poisson

Δt_s = Tiempo de tránsito cizallamiento, $\mu\text{seg}/\text{pie}$

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma_v}{E} \quad (\text{II.181})$$

o en otros términos:

$$\varepsilon_v = \left[\frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \right] \frac{(\sigma_v - \alpha p_p)}{E} \quad (\text{II.182})$$

Entonces, a partir de la definición del esfuerzo vertical efectivo " σ'_v ", está se puede determinar por:

$$\sigma'_v = g \int_0^{H'} \rho_b dH - \alpha p_p \quad (\text{II.183})$$

Con ello, basándose en la suposición de que la formación se comporta elásticamente, tectónicamente relajada y lateralmente limitado, por lo tanto; los esfuerzos horizontales mínimos y máximos efectivos, son estimados por:

$$\sigma'_h = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma'_v \quad (\text{II.184})$$

y

$$\sigma'_H = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (\text{II.185})$$

ó

$$\sigma'_H = 1.05 \sigma'_h \quad (\text{II.186})$$

Falta página

N° 62

CAPÍTULO III

III.1 Modelo Matemático y Metodología de Cálculo

El elemento geológico denominado Cuenca Terciaria de Veracruz, que corresponde a una gran depresión con alineamiento NW-SE, donde fueron depositados sedimentos de tipo terrígeno (**lutitas, areniscas y conglomerados**) en diferentes tipos de sistemas; como son abanicos submarinos, abanicos de piso de cuenca, deltas, programaciones y canales, entre otros, han sido perforados y se ha establecido producción en todas las edades que van del Mioceno Inferior al Plioceno. Se ubica geográficamente en la Planicie Costera del Golfo de México. Dentro de los campos de la Cuenca con más desarrollo e información está el campo Cocuite, donde se han realizado trabajos sísmológicos y perforado más de una decena de pozos cuyas rocas productoras tradicionales son areniscas del Mioceno Medio, Superior y Plioceno a profundidades promedio de 1600 y 2200 m.

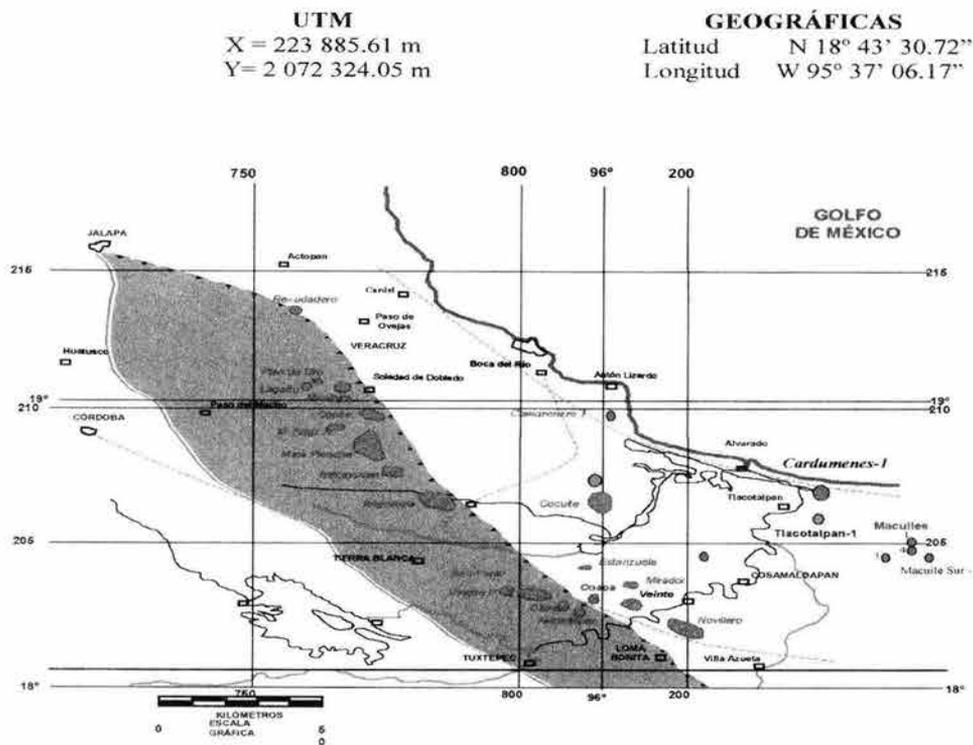


Figura III.1 Plano de Localización

La edad geológica y litología atravesadas en algunos pozos del Campo Cocuite son:

Tabla III.1 Edad y litología de Campo Cocuite

Edad	Litología
Plioceno Medio	Lutitas arenosas plásticas.
Plioceno Inferior	Lutitas semi-duras compactadas en partes arenosas, lutita suave plástica y arenas.
Mioceno Superior	Lutitas arenosas, lutitas plásticas, arenas, areniscas y arenas arcillosas.
Mioceno Medio	Lutitas ligeramente arenosas y calcáreas, areniscas de grano fino mal consolidadas.

La perforación de muchos pozos, tanto de desarrollo como exploratorios de varios campos de la Cuenca, emplearon tiempo y recursos adicionales (**relacionados con la hidráulica dinámica del pozo**) debido a la enorme cantidad de problemas ocasionados por la heterogeneidad litológica y petrofísica encontrada, principalmente después de la tubería de revestimiento intermedia. Se perforan lutitas arenosas, calcáreas y areniscas mal consolidadas saturadas con gas ó agua de formación alternadas, y muy cercanas entre sí, con marcadas diferencias de presiones de poro y fractura, y propiedades petrofísicas. Las zonas aportadoras de gas requieren para su equilibrio hidráulico, menos densidad equivalente de circulación que las zonas aportadoras de agua de formación ó congénita.

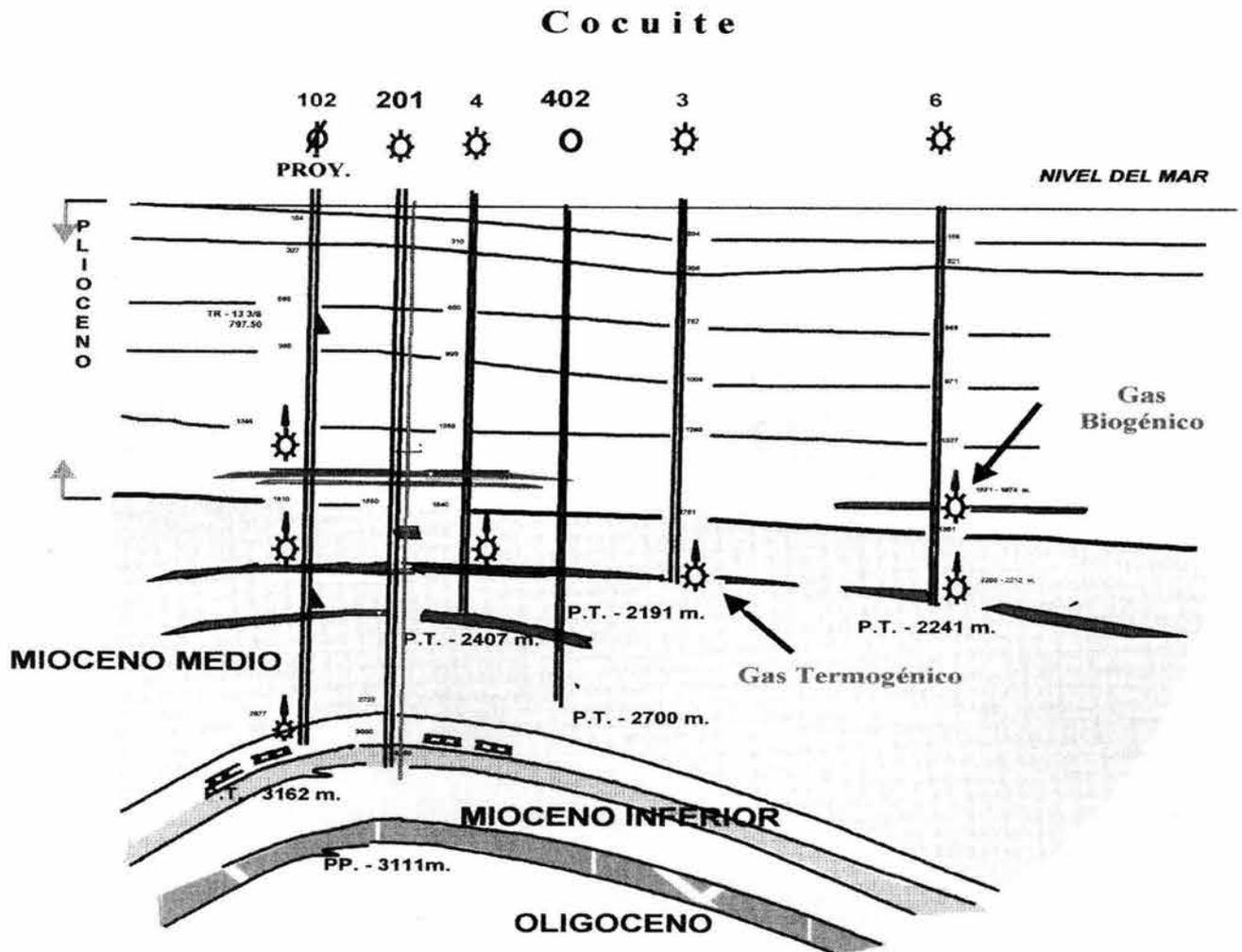


Figura III.2 Columna geológica de algunos pozos del Campo Cocuite

Entonces, la perforación simultánea de estas zonas sin previo análisis adecuado de las presiones de poro y fractura, así como del esfuerzo vertical (**sobrecarga**) y los esfuerzos horizontales (**mínimo y máximo**), y por supuesto de la estabilidad adecuada del agujero.

III.1.1 Teoría de Poroelásticidad

En la ingeniería petrolera las formaciones se encuentran sujetas a esfuerzos efectivos que dominan la falla de la roca, estos esfuerzos efectivos a su vez dependen en una gran medida de la parte no sólida del sistema roca-fluido, es decir, de los poros de la roca. La presencia de fluido moviéndose libremente en una roca porosa modifica su respuesta geomecánica.

Existen dos técnicas para determinar los esfuerzos efectivos:

- a. La técnica dada por Terzaghi y Peck considera la influencia del fluido contenido dentro del poro, o en otras palabras el comportamiento de la deformación en sólidos saturados, introdujeron el concepto de esfuerzos efectivos para un medio poroso con la suposición de que se tenía un fluido incompresible y material sólido.

$$\sigma_{ij}^e = \sigma_{ij} - p_p \delta_{ij} \quad (\text{III.1})$$

donde:

σ_{ij}^e = Tensor de esfuerzo efectivo que actúa en la roca o esfuerzo normal compresivo.

σ_{ij} = Tensor de esfuerzo total.

p_p = Presión de poro.

δ_{ij} = Delta de Kronecker.

Se puede observar que σ_{ij} representa el esfuerzo total que acciona en el sistema y es la combinación de la carga en el componente del sólido en el medio poroso y la componente del fluido contenido en el poro.

- b. La técnica proporcionada por Biot y revisada por Skempton, esta dada por:

$$\sigma_{ij}^e = \sigma_{ij} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (\text{III.2})$$

tomando en cuenta:

$$\alpha = 1 - B = 1 - \frac{K_{FR}}{K_s} \quad (\text{III.3})$$

donde:

α = Constante de poroelásticidad de Biot.

K_{FR} = Modulo volumétrico del esqueleto del sólido (**roca porosa seca**).

K_s = Modulo volumétrico de los constituyentes del sólido.

B = Coeficiente de Skempton.

Es importa mencionar que K_{FR} es siempre más pequeño que K_s . Teóricamente el límite superior de K_{FR} es $K_s(1 - \phi)$ y el límite inferior es cero. Debido ha esto α es restringido en el rango $\phi < \alpha < 1$, entonces; para rocas no consolidadas α es cercano a 1 y en lutitas no consolidadas $\alpha = 1$.

III.1.2 Ecuaciones de Poroelásticidad

Las ecuaciones constitutivas describen las propiedades de deformación de la formación y el criterio de falla determina los límites de las deformaciones (**tensión y compresión**). Las ecuaciones son simples y sus propiedades lineales implican que el esfuerzo total puede ser determinado por simple superposición.

La justificación de emplear ecuaciones linealmente elásticas es debido a que los materiales sedimentarios son más consolidados conforme se incrementa la profundidad, así como la suposición de que los esfuerzos principales in-situ son en las direcciones verticales y horizontales, el tensor de esfuerzos total es determinado por el conocimiento de los siguientes parámetros:

- a. Relación de Poisson, μ
- b. Módulo volumétrico, K
- c. Módulo de Corte, G
- d. Presión de poro, p_p
- e. Esfuerzo vertical, σ_v
- f. Esfuerzo horizontal mínimo, σ_h
- g. Esfuerzo horizontal máximo, σ_H

Desde un punto de vista geomecánico, la perforación de un pozo petrolero tiene como una consecuencia inmediata la generación de una distorsión en el estado natural de esfuerzos a los cuales se encuentra sometida la roca en su estado original. En general, el campo de esfuerzos experimenta variaciones con la profundidad se observan situaciones en las cuales a medida que aumenta la profundidad se observan variaciones en el ordenamiento relativos de los esfuerzos tanto verticales como horizontales (**mínimo y máximo**). Por lo tanto, podemos concluir:

- Para la sección vertical: $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$
- Para la sección direccional: $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h \quad \Rightarrow \quad \text{(aumenta la profundidad)}$

La presencia de fluido moviéndose libremente en una roca porosa modifica su respuesta geomecánica. Dos mecanismos juegan un papel clave entre el fluido intersticial y la roca porosa:

1. Un incremento de la presión de poro induce una dilatación en la roca.
2. La compresión causa un incremento de la presión de poro, si es evitado que el fluido escape del poro.

Estos mecanismos acoplados imprimen un carácter aparente dependiente del tiempo a las propiedades poroelásticas de la roca. Empleando un exceso de presión de poro inducido por compresión de la roca para disipar presión a través de un transporte difusivo másico del fluido, da lugar a una deformación extra de la roca y también parece que la roca es más predecible bajo condiciones drenadas (**cuando el exceso de la presión de poro es completamente disipado**) que las condiciones no drenadas (**cuando el fluido no escapa de los poros de la roca**).

El modelo de Biot, de un material poroso lleno de fluido es construido en el modelo conceptual de un esqueleto sólido coherente y un fluido moviéndose libremente en los poros, en otras palabras, la fase sólida y líquida está completamente conectada. Este concepto dicta la opción de cantidades cinemáticas: **un vector de**

desplazamiento sólido el cual encausa el movimiento del sólido poroso con respecto a la configuración de referencia y un vector específico de descarga el cual describe el movimiento del fluido relativo a el sólido. La descarga específica es formalmente definida como el gasto de volumen de fluido cruzando una unidad de área de sólido poroso en la dirección normal. Son introducidas dos cantidades de deformación para seguir la deformación y el cambio del contenido del fluido del sólido poroso con respecto al del conjunto sólido y fluido, el usual tensor de esfuerzos pequeño ε_{ij} y la variación del contenido del fluido δ_{ij} .

La presencia de fluido en los poros agrega términos a la energía de deformación del material. Por lo tanto, la ecuación general del esfuerzo-deformación de Biot de un medio lleno con fluido es:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} + M\Delta\delta_{ij} \tag{III.4}$$

$$-p = Mi_j\varepsilon_{ij} + M\Delta \tag{III.5}$$

$$\Delta = -\left(1 + \frac{\alpha}{\phi}\right)\varepsilon_{kk} - \frac{p_p}{M} \tag{III.6}$$

$$\varepsilon_{kk} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \tag{III.7}$$

Donde:

- σ_{ij} = Componente del esfuerzo de la estructura sólida
- p_p = Presión del fluido en los poros
- C_{ijkl} = Constantes del material de la estructura sólida
- Δ = Constante de Biot que relaciona la compresibilidad del fluido
- M = Constante de Biot que relaciona la compresibilidad de la estructura sólida
- ε_{kk} = Deformación volumétrica
- α = Constante de Biot
- ϕ = Porosidad
- δ_{ij} = Delta Kronecker

Para ello es posible utilizar la siguiente ecuación considerando un material anisotrópico:

$$\underbrace{\varepsilon_{ij}}_{\text{Deformación Total}} = \underbrace{\frac{1}{2G}\left[\sigma_{ij} - \frac{\mu}{1+\mu}\sigma_{kk}\delta_{ij}\right]}_{\text{Deformación Poroelástica}} + \underbrace{\frac{\alpha}{3K}p_p\delta_{ij}}_{\text{Deformación Libre}} \tag{III.8}$$

Donde:

$$E = 2G(1 + \mu) \tag{III.9}$$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = j \\ 0 & \text{si } i \neq j \end{cases} \tag{III.10}$$

Despejando σ_{ij} de la ecuación (III.6), para con ello determinar los esfuerzos correspondientes en la dirección ij :

$$\sigma_{ij} = 2G \left[\varepsilon_{ij} - \frac{\alpha}{3K} p_p \delta_{ij} \right] + \frac{1}{1+\mu} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (III.11)$$

En otros términos

$$\sigma_{ij} = 2G \varepsilon_{ij} + 2G \left[\frac{\mu}{1-2\mu} \right] \varepsilon_{kk} \delta_{ij} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.12)$$

Considerando los módulos tanto de Corte, G , como el de Lamé, λ , será:

Si:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.13)$$

tal que;

$$C_{ijkl} = C_{jikl} = C_{ijlk} \quad (III.13a)$$

entonces;

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G (\delta_{ik} \delta_{jm} + \delta_{im} \delta_{jk}) + \beta (\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk}) \quad (III.13b)$$

Sustituyendo **III.13b** en **III.13**, se obtiene:

$$\sigma_{ij} = [\lambda \delta_{ij} \delta_{km} + G (\delta_{ik} \delta_{jm} + \delta_{im} \delta_{jk}) + \beta (\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk})] \varepsilon_{km} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.13c)$$

considerando:

$$\beta (\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk}) = \beta (\delta_{jk} \delta_{im} - \delta_{jm} \delta_{ik}) \quad (III.13d)$$

$$\text{Donde: } \beta = -\beta \quad \Rightarrow \quad \beta = 0$$

Por lo tanto, la ecuación **III.13c** se reduce a:

$$\sigma_{ij} = [\lambda \delta_{ij} \delta_{km} + G (\delta_{ik} \delta_{jm} + \delta_{im} \delta_{jk})] \varepsilon_{km} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.13e)$$

⇓

$$\sigma_{ij} = (\lambda \delta_{ij} \delta_{km} + G \delta_{ik} \delta_{jm} + G \delta_{im} \delta_{jk}) \varepsilon_{km} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.13f)$$

tomando en cuenta la propiedad de δ_{ij} , siendo:

$$\sigma_{ij} = 2G \varepsilon_{ij} + \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (III.14)$$

Entonces, la determinación de la presión de poro y los esfuerzos verticales (**sobrecarga**) como horizontales (**mínimo y máximo**) representa el punto de partida en cualquier análisis de perfiles de geopresiones aplicando las propiedades de poroelásticidad de la roca y la geomecánica, con el propósito de diseñar y evaluar la perforación y terminación de pozos. En la práctica es muy difícil obtener la dirección de estos esfuerzos, además de ser muy costosos por los que se asume que uno de ellos se encuentra en el eje vertical (**esfuerzo de sobrecarga y/o vertical**) y los otros dos se encuentran en el plano horizontal (**esfuerzos horizontales mínimo y máximos**).

III.2 Metodología de Cálculo

La planeación de la perforación de un pozo exige actualmente la evaluación adecuada de propiedades poroelásticas y geomecánicas de la roca para la obtención de los perfiles de geopresiones (**poro y fractura**), así como de los esfuerzos verticales y los horizontales (**mínimo y máximo**).

III.2.1 Determinación de las Velocidades de Onda "P" y "S".

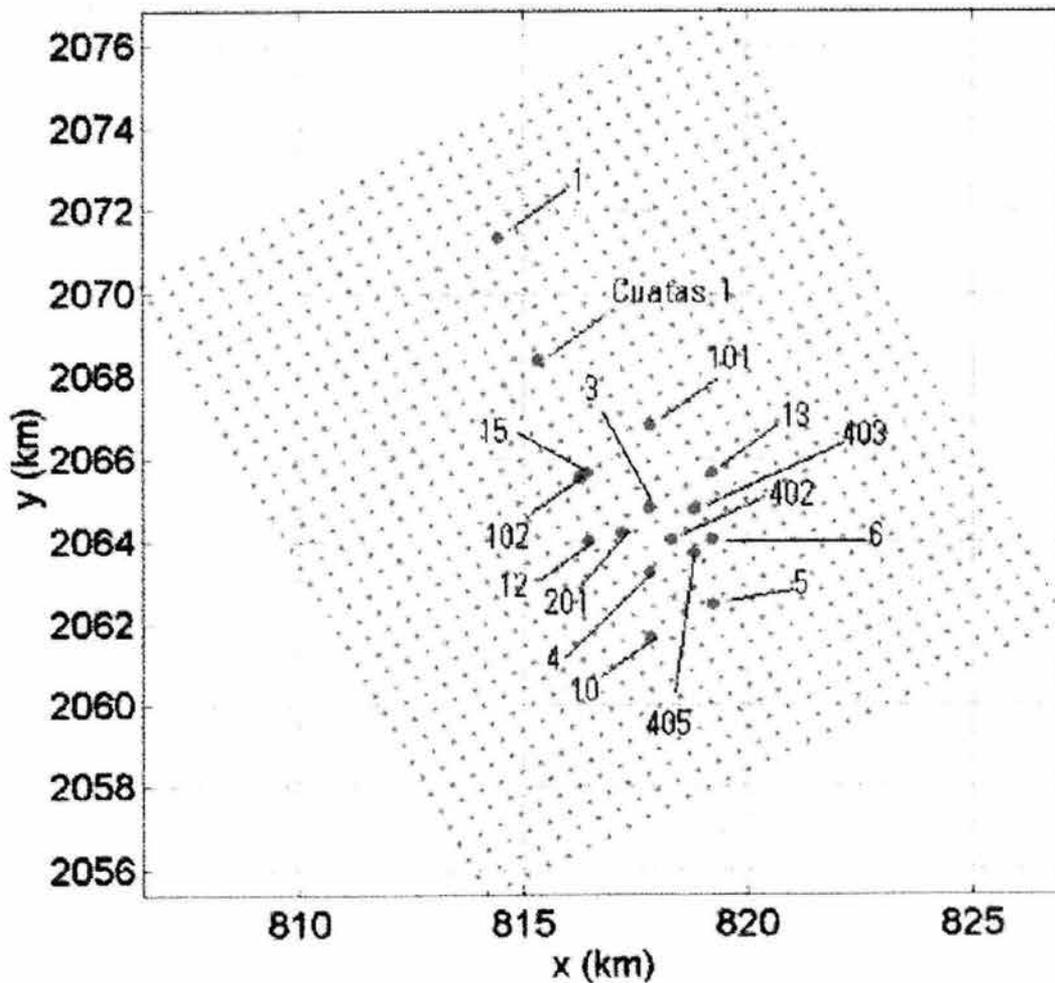


Figura III.3 Localizaciones de pozos y análisis de velocidades.

Se debe contar con la información digitalizada de los registros sínicos y geofísicos (**tiempo de tránsito compresional, Δt_c ; y densidad volumétrica, ρ_b**).

Observación: Si solamente contamos con el registro sínico de tiempo de tránsito compresional, procedemos a:

Se determina la densidad volumétrica de la roca (ρ_b), como se indica:

Para **arenas**:

$$\rho_b = 1.111(v_s)^{0.105} \quad (\text{III.14a})$$

o para **lutitas**:

$$\rho_b = 1.145(v_s)^{0.105} \quad (\text{III.14b})$$

donde:

$$\begin{aligned} \rho_b &= \text{Densidad volumétrica, gr/cm}^3. \\ v_s &= \text{Velocidad de onda S ó cizallamiento, m/seg.} \end{aligned}$$

Se calcula la velocidad de onda **P** en m/seg, de la siguiente manera:

$$v_p = 304.80 \times 10^3 \left(\frac{1}{\Delta t_c} \right) \quad (\text{III.15})$$

Ahora, después de obtener dicha velocidad, se procede a determinar la velocidad de onda por cizallamiento (v_s), tal que:

Arenas:

$$v_s = 0.8087(v_p) - 1231.1 \quad (\text{III.16a})$$

Lutitas:

$$v_s = 0.9017(v_p) - 1360.7 \quad (\text{III.16b})$$

III.2.2 Cálculo de la Porosidad (ϕ) de la Roca.

La porosidad de las formaciones es determinada por las densidades de la matriz, ρ_{ma} ; de los fluidos contenidos dentro de los poros, ρ_{fl} y la densidad volumétrica de la roca, ρ_b ; calculada por cualquier de las ecuaciones **III.14a** y **III.14b**:

$$\phi = \frac{\rho_{ma} - \rho_b}{\rho_{ma} - \rho_{fl}} \quad (\text{III.17})$$

donde:

$$\rho_{ma} = 2.65 \text{ gr/cm}^3 \text{ (densidad de la matriz rocosa: arena)}$$

ó

$$\rho_{ma} = 2.71 \text{ gr/cm}^3 \text{ (densidad de la matriz rocosa: lutita)}$$

$$\rho_{fl} = 1.074 \text{ gr/cm}^3 \text{ (densidad del agua de formación ó agua congénita)}$$

III.2.3 Cálculo de las Propiedades Poroelásticas de la Roca.

Existen dos métodos que nos permiten estimar las propiedades poroelásticas de las rocas, siendo:

- Mediante experimentos en laboratorio sobre núcleos de formaciones, a las propiedades obtenidas se les conoce como propiedades poroelásticas estáticas.
- Mediante el uso de registros geofísicos, tales: registro sísmico (**tiempo de tránsito de la onda compresional**) y el registro de densidades volumétricas, a las propiedades determinadas se les conoce como propiedades poroelásticas dinámicas.

Existe una controversia en cuando a los resultados obtenidos de las propiedades poroelásticas mediante mediciones en núcleos y las mediciones determinadas de las ondas sísmicas y velocidades sísmicas, ya que suelen ser diferentes. Dicha diferencia se debe principalmente a que una formación es llevada de una condición in-situ a una condición en superficie o en rocas sujetas a bajos esfuerzos totales y/o efectivos, se generan microfracturas en la roca, que disminuye las propiedades poroelásticas de la roca. Sin embargo, esta diferencia disminuye cuando la roca se encuentra sujeta a altos esfuerzos totales y/o efectivos, por lo que; las propiedades poroelásticas estáticas y dinámicas se encuentran muy cercana, debido a que la mayoría de las fracturas se encuentran cerradas.

Ciertos investigadores estudiaron la relación que existe entre los módulos poroelásticos medidos in-situ y aquellos determinados en el laboratorio. Ellos hicieron mediciones de las velocidades de las ondas compresionales y de cizallamiento sobre núcleos bajo condiciones simuladas de presiones in-situ y reportaron una concordancia muy cercana con los valores determinados en laboratorio.

Debido a estos resultados obtenidos, muchos otros investigadores han usado mediciones acústicas de pozos para determinar los módulos poroelásticos, como método preferido bajo condiciones in-situ.

Existe un método alternativo el cual nos permite calcular las propiedades poroelásticas de las rocas, este método es el empleo de correlaciones.

III.2.3.1 Módulo de Elasticidad, **M**.

Determinar el módulo **M** con los datos de densidad volumétrica, ρ_b calculados con las ecuaciones **III.14a** y **III.14b**; y el tiempo de tránsito compresional, Δt_c obtenido por el registro de tiempo de tránsito digitalizado, con la siguiente expresión:

$$M = (304.87)^2 \left(\frac{\rho_b}{\Delta t_c^2} \right) \quad (\text{III.18})$$

III.2.3.2 Módulo de Corte, G.

Es una medida de la resistencia de la roca a cambiar de forma. Calculándose a partir de:

$$G = (304.87)^2 \left(\frac{\rho_b}{\Delta t_s^2} \right) \quad (\text{III.19})$$

III.2.3.3 Módulo Volumétrico, K.

Describe el cambio de volumen bajo una presión hidrostática, obteniéndose de la siguiente manera:

$$K = (304.87)^2 \rho_b \left(\frac{1}{\Delta t_c^2} - \frac{3}{4\Delta t_s^2} \right) \quad (\text{III.20})$$

III.2.3.4 Relación de Poisson, μ .

La relación entre la deformación transversal y longitudinal se le conoce como la relación de Poisson, obteniéndose a partir de:

$$\mu = \frac{0.5 \left(\frac{\Delta t_c}{\Delta t_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{\Delta t_c}{\Delta t_s} \right) - 1} \quad (\text{III.21})$$

III.2.3.5 Módulo de Young, E.

Es la relación que existe entre el esfuerzo axial (**compresivo o de tensión**) y la deformación axial bajo condiciones de carga uniaxial, con:

$$E = \frac{(304.87)^2 \rho_b \left(\frac{3}{\Delta t_c^2} - \frac{4}{\Delta t_s^2} \right)}{\frac{1}{\Delta t_c^2} - \frac{1}{\Delta t_s^2}} \quad (\text{III.22})$$

III.2.3.6 Módulo de Lamé, λ .

Dicho módulo es equivalente al módulo de Young, E ; bajo condiciones triaxiales de carga, es decir, la relación entre el esfuerzo medio bajo condiciones de carga triaxial y la deformación volumétrica, obteniéndose con:

$$\lambda = (304.87)^2 \rho_b \left(\frac{1}{\Delta t_c^2} - \frac{2}{\Delta t_s^2} \right) \quad (\text{III.23})$$

III.2.4 Obtención del Gradiente de Sobrecarga (esfuerzo vertical) en función de la densidad volumétrica integrada.

El esfuerzo de sobrecarga representa el peso de las capas de las formaciones y puede ser obtenido a partir de la integración de las densidades volumétricas, ρ_b , de todas las capas que conforman el pozo a analizar o planear, a través de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{obi+1} = \sigma_{obi} + 1.4238(\rho_b)[h_{i+1} - h_i] \quad (\text{III.24})$$

donde: $i = 1, 2, 3, \dots, n$

III.2.5 Cálculo de los Módulos drenados de Corte, G_{FR} y Volumétrico, K_{FR} .

Dichos módulos poroelásticos se pueden calcular a través de ecuaciones semi-empíricas en función de la porosidad, ϕ ; que fue determinada a partir de la ecuación III.17, como se indica a continuación:

$$G_{FR} = 36e^{-9.81\phi} \quad (\text{III.25})$$

$$K_{FR} = 37.56e^{-6.040\phi} \quad (\text{III.26})$$

Para el cálculo de los restantes módulos poroelásticos drenados en función de G_{FR} y K_{FR} , se pueden determinar haciendo uso de las relaciones siguientes:

$$\lambda_{FR} = K_{FR} - \frac{2}{3} G_{FR} \quad (\text{III.26a})$$

$$E_{FR} = \frac{9 \cdot K_{FR} \cdot G_{FR}}{3K_{FR} + G_{FR}} \quad (\text{III.26b})$$

$$\mu_{FR} = \frac{3K_{FR} - 2G_{FR}}{2(3K_{FR} + G_{FR})} \quad (\text{III.26c})$$

III.2.6 Obtención del Coeficiente Poroelástico de BIOT, α .

El coeficiente poroelástico de Biot " α ", mide la eficiencia que ejerce la presión de poro " p_p " para soportar los esfuerzos totales " c_{ij} ", determinándose con:

$$\alpha = 1 - \frac{K_{FR}}{K_s} \tag{III.27}$$

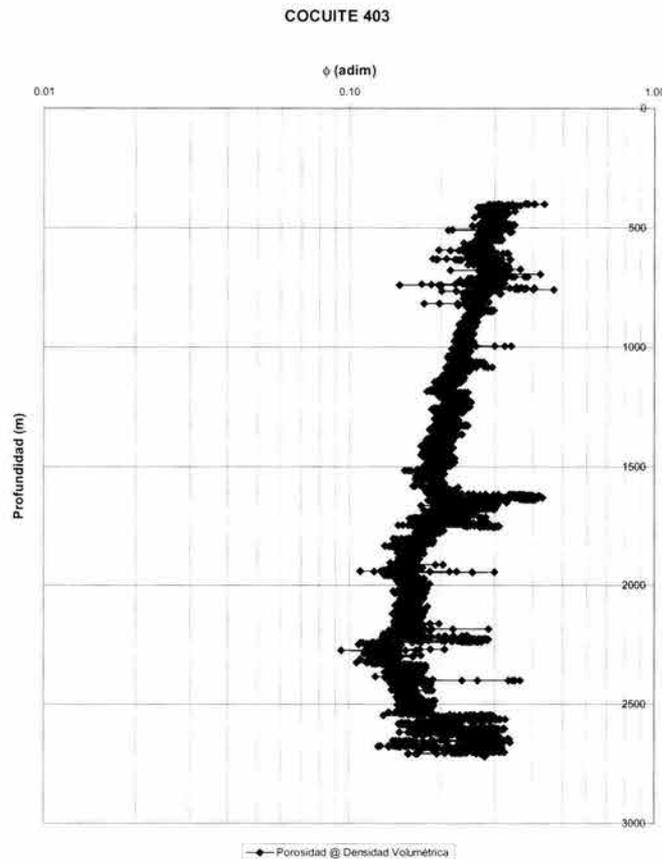
donde:

K_{FR} = Módulo volumétrico drenado de los poros de la roca o del armazón.

K_s = 37.5 GPa (módulo volumétrico del sólido: arena)

Dicho coeficiente varia entre: $0 \leq \alpha \leq 1$

III.2.7 Graficar $\phi @ f(p_b)$ determinada en el punto III.2 contra Profundidad, tal como se muestra:



III.2.8 Trazar la tendencia normal y determinar:

Si los valores de porosidad se grafican en función de la profundidad en escala semi-logarítmica, el ajuste, que es una línea recta, está representado por:

$$\phi = \phi_0 e^{-KD} \tag{III.28}$$

donde:

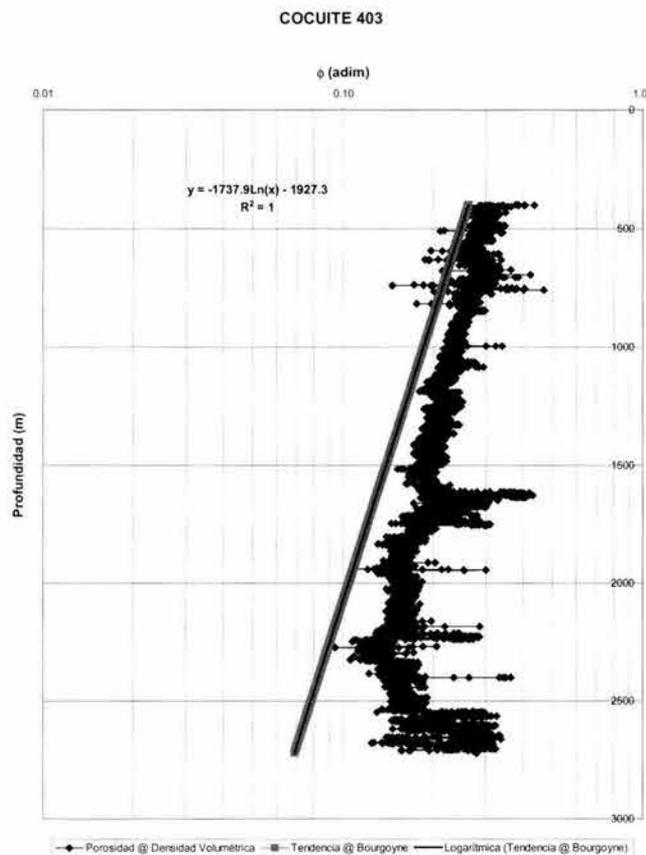
$$K = \frac{\ln\left(\frac{\phi_0}{\phi_s}\right)}{D_s} \tag{III.29}$$

ϕ_0 = porosidad obtenida al proyectar a la superficie.

ϕ_s = porosidad que corresponde a D_s .

D_s = profundidad total que corresponde a cualquier pozo.

Tal como se muestra a continuación:



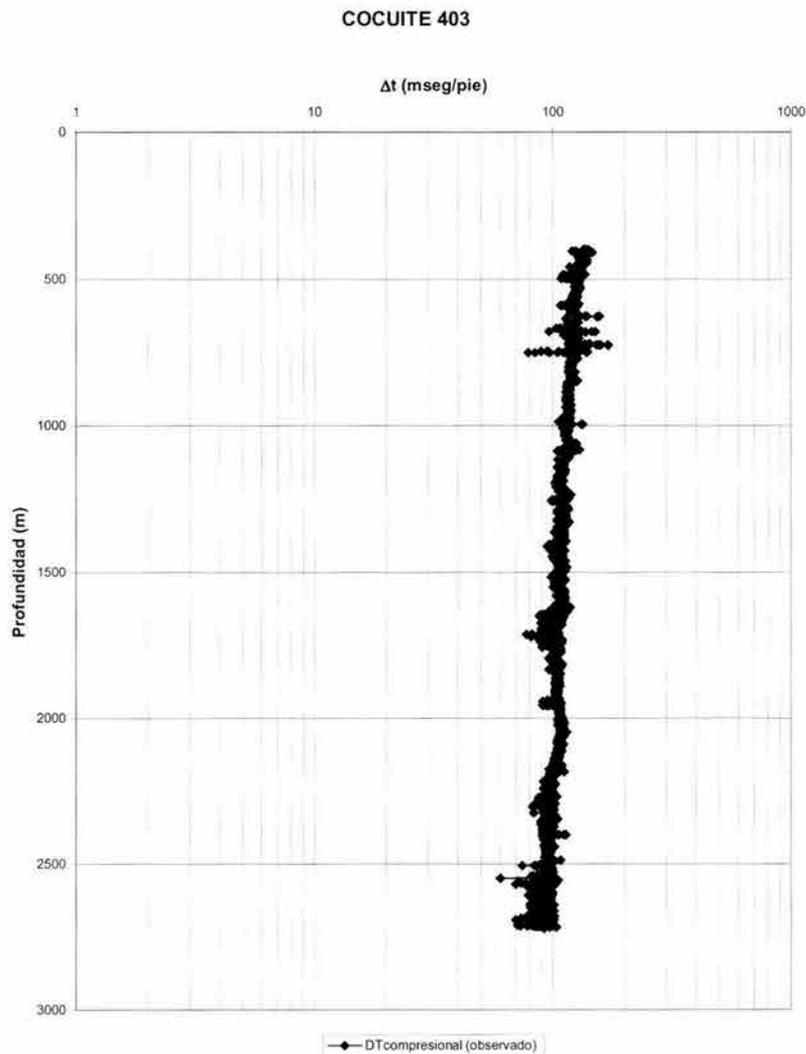
III.2.9 Determinación del Esfuerzo de Sobrecarga, aplicando el método de estimación por Bourgoyne en función de ϕ_0 , ρ_{ma} , ρ_{fl} y D .

$$\sigma_{ob} = 1.4238(\rho_{ma})(D) - \left[\frac{0.43396\phi_0(\rho_{ma} - \rho_{fl})}{K} \right] - [1 - e^{-K(3.28084D)}] \tag{III.30}$$

III.2.10 Cálculo de ϕ en función de la ecuación III.13 obtenida en el punto III.2.3.

$$\phi = \phi_0 e^{-KD} \tag{III.31}$$

III.2.11 Generar una gráfica con respecto al Δt_c (observado) contra D .



III.2.12 Obtener el tiempo de matriz aparente, t_{ma} .

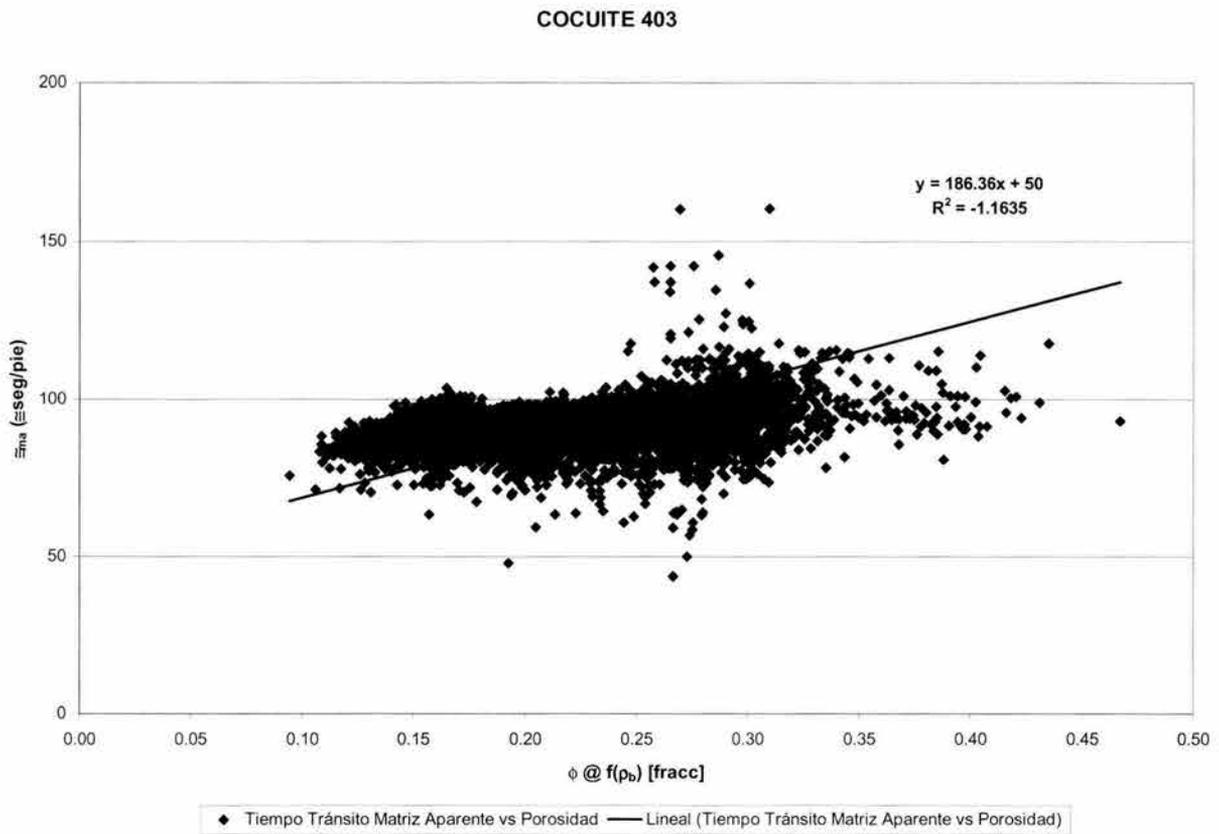
$$t_{ma} = \frac{\Delta t_c - 209\varphi}{1 - \phi} \tag{III.32}$$

donde:

φ = $f(\varphi_0, K, D)$ obtenida en el punto III.2.5.

Δt_c = tiempo de tránsito compresional (**observado**).

III.2.13 Graficar t_{ma} contra $\phi @ f(\rho_b)$ y obtener una ecuación de tipo lineal.



$$t_{ma} = m\varphi - b \tag{III.33}$$

donde:

b = es la ordenada, y se considera un valor aproximado de 50 $\mu\text{seg/pie}$.

III.2.14 Cálculo del tiempo de tránsito normal, τ_n , de la siguiente manera:

$$t_n = t_{ma}(1 - \phi) - 209\phi \tag{III.34}$$

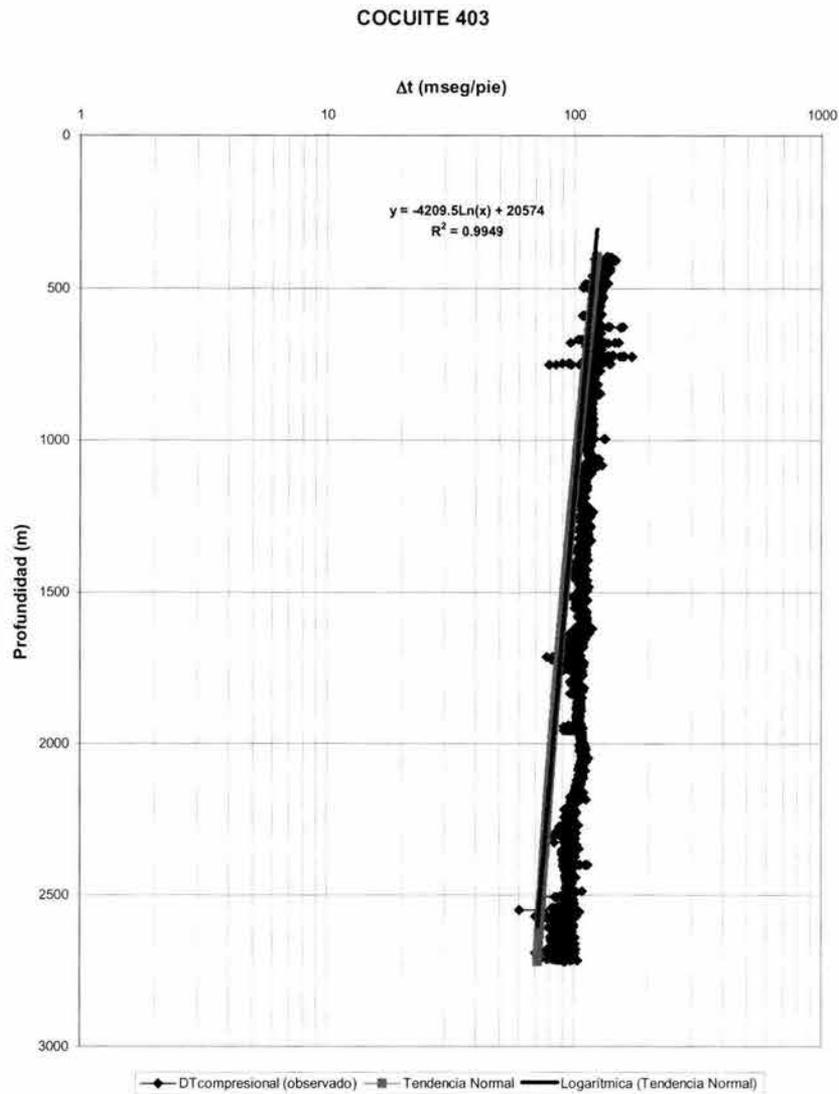
donde:

$$t_{ma} = m\phi - 50 \tag{III.35}$$

Por lo tanto, sustituyendo III.35 en III.34 tenemos que:

$$t_n = 50 + (m + 159)\phi - m\phi^2 \tag{III.36}$$

Por lo que, se procede a graficar dicha tendencia normal, como se muestra a continuación:



III.2.15 Determinación del esfuerzo de sobrecarga matricial normal, σ_{ma_n}

$$\sigma_{ma_n} = \sigma_{ob} \left[\frac{\left(1 + \frac{2\mu}{1-\mu} \right)}{3} \right] - 1.4238(\rho_{fl})(D) \quad (III.37)$$

donde:

$$\sigma_{ob} \quad @ \quad f(\rho_{b \text{ integrada}})$$

$$\mu \quad @ \quad f(v_p, v_s)$$

$$\rho_{fl} = 1.074 \text{ gr/cm}^3 \text{ (densidad del agua de formación ó agua congénita)}$$

III.2.16 Obtención de ΔK .

Se calcula ΔK en función de del módulo volumétrico total, K y el módulo volumétrico drenado K_{FR} , con la finalidad para detectar las zonas drenadas y no drenadas; en base ha:

$$\Delta K = K - K_{FR} \quad (III.38)$$

donde:

$$K \quad @ \quad f(\rho_b, v_p, v_s)$$

$$K_{FR} \quad @ \quad f(\phi)$$

III.2.17 Obtención el módulo volumétrico no drenado, K^* .

$$K^* = K_{FR} + \frac{K_{FR}\alpha^2}{\phi + \frac{K_{FR}}{K_s}(\alpha - \phi)} \quad (III.39)$$

donde:

$$K_{FR} \quad @ \quad f(\phi)$$

$$\alpha \quad @ \quad f(K_{FR}, K_s)$$

$$K_s = 37.5 \text{ GPa}$$

$$\phi @ f(\rho_b)$$

III.2.18 Determinación de los módulos poroelásticos no drenados.

Si consideramos:

$$G^* = G_{FR} \quad (\text{III.39a})$$

Entonces se obtiene los demás módulos poroelásticos no drenados en función de K^* y G^* , utilizando las siguientes relaciones:

$$\lambda_{FR} = K_{FR} - \frac{2}{3} G_{FR} \quad (\text{III.39b})$$

$$E_{FR} = \frac{9 \cdot K_{FR} \cdot G_{FR}}{3K_{FR} + G_{FR}} \quad (\text{III.39c})$$

$$\mu_{FR} = \frac{3K_{FR} - 2G_{FR}}{2(3K_{FR} + G_{FR})} \quad (\text{III.39d})$$

III.2.19 Cálculo del coeficiente de Skempton, B.

El coeficiente de Skempton es una relación de la presión de poro inducida por un cambio en el esfuerzo medio aplicado, bajo condiciones no drenadas, obteniéndose a partir de:

$$B = \frac{K_\beta}{\phi K_{FR} + 3\alpha K_\beta} \quad (\text{III.40})$$

donde:

$$K_\beta = 3.3 \text{ GPa}$$

$$\phi @ f(\rho_b)$$

$$K_{FR} @ f(\phi)$$

$$\alpha @ f(K_{FR}, K_s)$$

$$K_s = 37.5 \text{ GPa}$$

III.2.20 Determinación de la Presión de Poro @ Esfuerzo Matricial Equivalente (E.M.E.), p_p .

Como es común encontrar formaciones sobrepresionadas, es necesario planificar correctamente las operaciones de perforación aplicando la ingeniería, con el propósito para evitar, o por lo menos minimizar los descontrolados de pozo, atropamiento de sartas de perforación debido al colapso de las formaciones o pérdidas de circulación. Es imprescindible contar con un buen conocimiento de los perfiles de presión de poro.

Por lo tanto, la presión de poro, p_p ; es un parámetro importante en cualquier estudio de la geomecánica de rocas (**sistema de roca conteniendo fluido**). El fluido contenido dentro del poro soporta parte del esfuerzo total aplicado al sistema **roca-fluido**.

Aunque existen muchos métodos para estimar la presión de poro original de la formación, se presenta en este trabajo una nueva metodología que permite estimar la presión de poro original de la formación partiendo del concepto de esfuerzo matricial equivalente, E.M.E.

Partimos del concepto que dos formaciones similares que tienen el mismo valor de porosidad estarán sujetas al mismo esfuerzo matricial, considerando que el tiempo de tránsito, la densidad volumétrica y la resistividad, tomamos en cuenta que sus respuestas son funciones de la porosidad del medio, podemos hacer extensivo este concepto.

Por ello se generó una ecuación para determinar la presión de poro en base al esfuerzo matricial equivalente, como se indica a continuación:

$$p_p = \frac{\sigma_{ob} \left[\frac{1}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \right] - \sigma_{ma_n}}{\alpha} \quad (III.41)$$

donde:

$$\sigma_{ob} \quad @ \quad f(\rho_{bintegrada})$$

$$\mu \quad @ \quad f(v_p, v_s)$$

$$\sigma_{ma_n} \quad @ \quad f(\sigma_{ob}, \mu, p_p)$$

III.2.21 Obtención de la deformación con respecto a la dirección en "z".

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_{ob}}{M} \quad (III.42)$$

donde:

$$\sigma_{ob} \quad @ \quad f(\rho_{bintegrada})$$

$$M \quad @ \quad f(\rho_b, v_p)$$

III.2.22 Cálculo de $v_p(0) @ f(K_{FR}, G_{FR}, \rho_b)$.

$$v_p(0) = (304.87 \times 10^3) \left[\frac{\left(K_{FR} + \frac{4}{3} G_{FR} \right)^{0.5}}{304.87 (\rho_b)^{0.5}} \right] \quad (III.43)$$

donde:

$$K_{FR} @ f(\phi)$$

$$G_{FR} @ f(\phi)$$

ρ_b = densidad volumétrica determinada a través de registro geofísico RHOB o cualquier relación semiempírica dadas en las ecuaciones: III.14a y III.14b.

III.2.23 Determinación de $\phi @ f(M, M_{ma}, M_{fl})$.

$$\phi = \frac{M_{ma} \cdot M_{fl}}{M(M_{ma} - M_{fl})} - \frac{M_{fl}}{M_{ma} - M_{fl}} \quad (III.44)$$

donde:

$$M @ f(\rho_b, v_p)$$

$$M_{ma} = 82.85 \text{ GPa}$$

$$M_{fl} = 3.30 \text{ GPa}$$

$$\phi @ f(\rho_b)$$

III.2.24 Cálculo del módulo volumétrico saturado, K_{sat}^* .

$$K_{sat}^* = \frac{K_s}{1 + \frac{(K_s - K_{FR})\phi(K_s - K_{fl})}{K_{FR}\phi(K_s - K_{fl}) + K_{fl}(K_s - K_{FR})}} \quad (III.45)$$

donde:

$$K_s = 37.5 \text{ GPa}$$

$$K_{FR} @ f(\phi)$$

$$K_{fl} = 3.30 \text{ GPa}$$

$$\phi @ f(\rho_b)$$

III.2.25 Determinación del módulo elástico constante de la teoría de Biot, $C @ f(\alpha, K_s, \phi, K_{fl})$.

$$C = \frac{\alpha K_{fl}}{\phi + \frac{K_{fl}}{K_s} (\alpha - \phi)} \quad (\text{III.46})$$

donde:

$$\alpha @ f(K_{FR}, K_s)$$

$$K_s = 37.5 \text{ GPa}$$

$$K_{FR} @ f(\phi)$$

$$K_{fl} = 3.30 \text{ GPa}$$

$$\phi @ f(\rho_b)$$

III.2.26 Obtención de la deformación volumétrica total, $\varepsilon_v = \varepsilon_{kk} @ f(p_f, C)$.

$$\varepsilon_{kk} = \frac{p_f}{C} \quad (\text{III.47})$$

donde:

$$C @ f(\alpha, K_{fl}, \phi, K_s)$$

$$p_f = p_p @ \text{E.M.E}$$

tal que;

$$\varepsilon_{kk} = 1.1766E - 06 \left(\frac{\rho_{pp} h_i}{C} \right) \quad (\text{III.48})$$

donde:

$$\rho_{pp} \quad @ \text{ E.M.E}$$

$$C \quad @ f(\alpha, K_{\beta}, \phi, K_s)$$

$$h_i \quad = \text{espesor correspondiente, } i=1,2,3,\dots,n$$

$$1\text{GPa} = 145,037.8 \text{ psi}$$

III.2.27 Cálculo para determinar el esfuerzo horizontal mínimo, σ_h , @ $f(\alpha, \sigma_{ob}, \mu, p_p)$.

El efecto Poisson considera la estimación geológica, supone un medio elástico e isotrópico en propiedades poroelásticas y esfuerzos horizontales, con deformación uniaxial; dicha consideración nos permite determinar el esfuerzo horizontal mínimo de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_v + \alpha p_p \left(\frac{1-2\mu}{1-\mu} \right) \quad (\text{III.49})$$

Tal que; el esfuerzo vertical, σ_v :

$$\sigma_v = \sigma_{ob} - \alpha p_p \quad (\text{III.50})$$

Sustituyendo III.50 en III.49, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = \left(\sigma_{ob} - \alpha p_p \right) \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) + \alpha p_p \quad (\text{III.51})$$

donde:

$$p_p \quad @ \text{ E.M.E}$$

$$\sigma_{ob} \quad @ f(\rho_{bintegrada})$$

$$\mu \quad @ f(v_p, v_s)$$

III.2.28 Determinar el esfuerzo Horizontal Máximo en base a la teoría de poroelasticidad,

$$\sigma_H, @ f(\alpha, \varepsilon_{yy}, \sigma_{kk}, \mu, G, p_p).$$

$$\sigma_H = \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} + 2G \left(\varepsilon_{yy} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right) \quad (III.52)$$

donde:

$$p_p @ \text{E.M.E}$$

$$G @ f(\rho_b, v_s)$$

$$\mu @ f(v_p, v_s)$$

$$\sigma_{kk} @ f(\mu, \sigma_v, G, \varepsilon_{zz}, \alpha, K, p_p)$$

$$\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{kk} - (\varepsilon_{zz} + \varepsilon_{xx}) \quad (III.53)$$

$$\varepsilon_{xx} @ f(\mu, \sigma_h, G, \sigma_{kk}, \alpha, K, p_p)$$

Dicha ecuación III.52 se desarrollo su obtención y se demuestra en el apéndice F.

III.2.29 Determinar el esfuerzo Horizontal Máximo en base al criterio de falla del circulo de Mohr, σ_H .

La hipótesis de Morh-Coulomb supone que la falla por corte puede ocurrir cuando el esfuerzo de corte a lo largo del plano en la muestra es también grande. Mohr asume que la falla puede ser descrita por:

$$\tau = f(\sigma) \quad (III.54)$$

Entonces, la acción de los esfuerzos de corte sobre el plano inducen un movimiento de corte en los planos donde el esfuerzo inhibe este movimiento. Esto origina el más simple y más importante criterio de falla. Si suponemos que el esfuerzo principal mayor y menor se expande, y como consecuencia toca la curva de falla, ocurriendo la falla. El valor del esfuerzo principal intermedio no tiene influencia en este proceso. Debido a esto la falla de corte definida en la hipótesis de Mohr depende solamente del esfuerzo principal mínimo y máximo; y por supuesto no del esfuerzo intermedio.

La función $f(\sigma)$ previamente descrita, es una función lineal en el criterio de Mohr-Coulomb de la siguiente forma:

$$\tau = S_0 + \bar{\mu}\sigma \quad (III.55)$$

Donde S_0 es la resistencia de corte inherente o cohesiva del material y $\bar{\mu}$ es el coeficiente de fricción interna. Este último término es claramente seleccionado por analogía con el deslizamiento ordinario del cuerpo en una superficie.

Para poder entender la falla de un material sólido bajo esfuerzos, se debe considerar los esfuerzos principales máximo (σ_1) y mínimo (σ_3). Tal como se muestra en la figura:

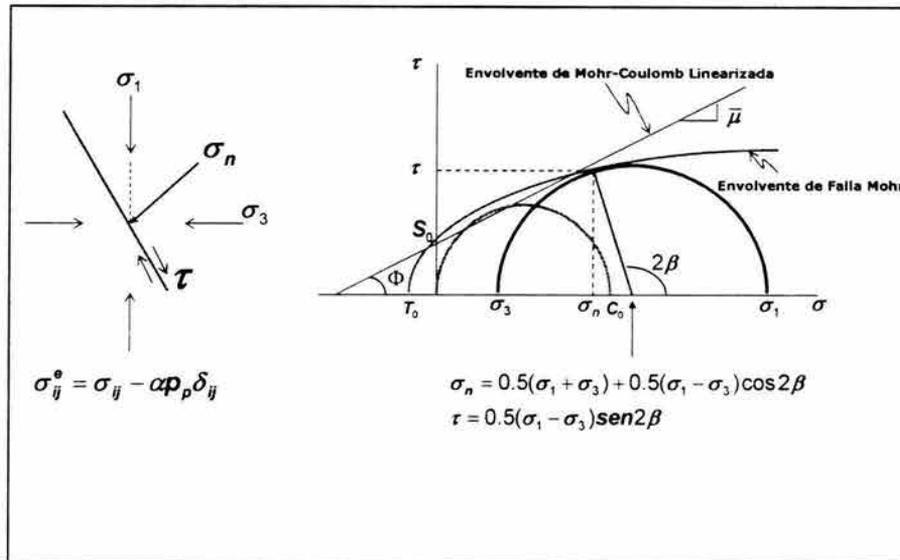


Figura III.4 Teoría de Falla Friccional a través de la envolvente de Mohr-Coulomb.

Dicha figura anterior, presenta los esfuerzos normal, σ ; y de corte, τ ; en un plano interno que forma un ángulo θ con respecto a la dirección del eje normal o al esfuerzo normal σ_n .

Por ello en la **figura III.4** se observa definido el ángulo de fricción interna Φ relacionado con el coeficiente de fricción interna $\bar{\mu}$ por:

$$\tan \cdot \Phi = \bar{\mu} \tag{III.56}$$

La teoría de poroelásticidad predice el valor de los esfuerzos normal y de corte, conociendo los esfuerzos principales máximo y mínimo:

$$\tau = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \text{sen}2\beta \tag{III.57a}$$

$$\sigma = 0.5(\sigma_1 + \sigma_3) + 0.5(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\beta \tag{III.57b}$$

β y Φ están relacionadas por:

$$\Phi + \frac{\pi}{2} = 2\beta \tag{III.57c}$$

La variación máxima permisible de Φ es de 0° a 90° (en la práctica este rango puede ser pequeño y estar centrado alrededor de 30°), es claro que β varía entre 45° a 90° ; entonces β es el ángulo para el cual el

criterio de falla es satisfecho, β da la orientación del plano de falla y por ello se puede concluir que el plano de falla esta inclinado a un ángulo más pequeño que 45° en la dirección σ_1 . De la ecuación III-53c se tiene:

$$\beta = \frac{\Phi}{2} + \frac{\pi}{4} \quad (\text{III.57d})$$

Un punto importante de señalar es que β esta dado solamente por Φ , de manera que la orientación del plano de falla es independiente del esfuerzo confinado. Introduciendo las expresiones de las ecuaciones III.57a y III.57b en l expresión matemática III.55:

$$\tau = S_0 + \bar{\mu}\sigma$$

tal que;

$$0.5(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \text{sen}2\beta = S_0 + \bar{\mu}[0.5(\sigma_1 + \sigma_3) + 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)]\cos 2\beta \quad (\text{III.58a})$$

Reemplazando β y $\bar{\mu}$ por Φ , tenemos:

$$0.5(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos \Phi = S_0 + 0.5\bar{\mu} \cdot \tan \Phi(\sigma_1 + \sigma_3) + 0.5 \tan \Phi \cdot \text{sen}\Phi(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{III.58b})$$

ahora, multiplicando toda la expresión por $2 \cos \Phi$ y reorganizando se tiene:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)(\cos^2 \Phi + \text{sen}^2 \Phi) = 2S_0 \cdot \cos \Phi + (\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}\Phi \quad (\text{III.58c})$$

\Rightarrow

$$\sigma_1(1 - \text{sen}\Phi) = 2S_0 \cdot \cos \Phi + \sigma_3(1 + \text{sen}\Phi) \quad (\text{III.58d})$$

\therefore

$$\sigma_1 = 2S_0 \left[\frac{\cos \Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \right] + \sigma_3 \left[\frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \right] \quad (\text{III.58e})$$

donde el término $2S_0 \left[\frac{\cos \Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \right]$ representa la resistencia a la compresión uniaxial, C_0 ; y gráficamente es la intersección en el eje con σ_1 . Puede ser representada como:

$$C_0 = 2S_0 \left[\frac{\cos \Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \right] \quad (\text{III.58f})$$

Sustituyendo III.58f en III.58e, obtenemos:

$$\sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \left[\frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} \right] \quad (\text{III.58g})$$

ahora bien la ecuación III.58e, puede ser escrita en términos del ángulo de falla β considerando $2\beta = \Phi + \frac{\pi}{2}$, de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = 2S_0 \left[\frac{\cos\left(2\beta - \frac{\pi}{2}\right)}{1 - \text{sen}\left(2\beta - \frac{\pi}{2}\right)} \right] + \sigma_3 \left[\frac{1 + \text{sen}\left(2\beta - \frac{\pi}{2}\right)}{1 - \text{sen}\left(2\beta - \frac{\pi}{2}\right)} \right]$$

⇓

$$\sigma_1 = 2S_0 \left[\frac{\cos(2\beta) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2}\right) + \text{sen}(2\beta) \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right)}{1 - \text{sen}(2\beta) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2}\right) + \cos(2\beta) \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right)} \right] + \sigma_3 \left[\frac{1 + \text{sen}(2\beta) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2}\right) - \cos(2\beta) \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right)}{1 - \text{sen}(2\beta) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2}\right) + \cos(2\beta) \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right)} \right]$$

por lo cual;

$$\sigma_1 = 2S_0 \frac{\text{sen}2\beta}{1 + \cos} + \sigma_3 \frac{1 - \cos 2\beta}{1 + \cos 2\beta}$$

finalmente obtenemos:

$$\sigma_1 = 2S_0 \tan \beta + \sigma_3 \tan^2 \beta \tag{III.58g}$$

Por lo tanto, en base a la ecuación III.58g y tomando en cuenta la figura III.4, consideraremos que la falla ocurrirá cuando:

$$\tau = S_0 + \bar{\mu}\sigma_n \tag{III.59a}$$

$$C_0 = 2S_0 \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \tag{III.59b}$$

y

$$\sigma_1 = 2S_0 \tan \beta + \sigma_3 \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \tag{III.60}$$

Si hacemos: $S_0 \cong 0$, se observa que la ecuación III.59a queda:

$$\tau = \bar{\mu} \sigma_n$$

⇓

$$\bar{\mu} = \frac{\tau}{\sigma_n}$$

esto implica que la ecuación III.60, se tiene:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2$$

∴

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (\text{III.61})$$

Otra manera de determinar el criterio de linearización de Mohr-Coulomb dada por Jaeger y Cook en base a la figura III.4, se tendrá:

$$\sigma_1 = C_0 + f(\bar{\mu}) \sigma_3 \quad (\text{III.62a})$$

&

$$C_0 = 2S_0 \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (\text{III.62b})$$

Si volvemos a considerar: $S_0 \cong 0$, se observa que $C_0 \approx 0$ y por ello la ecuación III.62a se reduce:

$$\sigma_1 = f(\bar{\mu}) \sigma_3$$

∴

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = f(\bar{\mu}) \quad (\text{III.62c})$$

donde:

$$f(\bar{\mu}) = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2$$

Por lo que el resultado del análisis hecho para obtener las ecuaciones III.61 y III.62c, podemos concluir que la teoría de falla por equilibrio friccional será:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\sigma_1 - p_p}{\sigma_3 - p_p} = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (\text{III.63})$$

Entonces, dicha ecuación anterior nos lleva a poder definir los límites de las magnitudes de los esfuerzos y la orientación de las fallas de tipo geológico por efecto de deslizamiento tanto inverso como transcurrente o deslizamiento.

Debido a este comportamiento de los esfuerzos, es necesario destacar una diferencia fundamental entre presión y esfuerzo, presentado a continuación:

Tabla III.2 Diferencia entre Presión y Esfuerzos

Presión	Esfuerzos
La presión es la fuerza por unidad de superficie, que actúa siempre perpendicular a la superficie.	La acción de los esfuerzos en cualquier plano origina siempre una componente normal y otra de corte, con excepción de los tres planos de los esfuerzos principales, donde la componente del corte se hace cero.

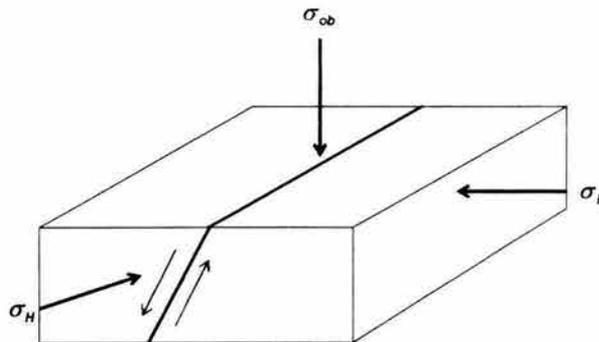
En base al estudio de la obtención del coeficiente de fricción, $\bar{\mu}$; es viable calcular el esfuerzo Horizontal Máximo, σ_H en apoyo del criterio de falla de Mohr-Coulomb aplicado al estado en equilibrio de esfuerzos in-situ. Como a continuación se describe:

Según la clasificación de Anderson, las fallas geológicas son fracturas de la roca en las que existe desplazamiento relativo en el plano de la fractura, dicho autor realizó una clasificación de las fallas que es muy útil; en la que consideró tres aspectos importantes:

- Las teorías de Mohr-Coulomb de fractura.
- La posición y las magnitudes relativas de los esfuerzos principales.
- La posición relativa del plano de falla

A continuación se describen las diferentes magnitudes de esfuerzos relativos según Anderson:

a. **Falla Normal:** $\sigma_{ob} \geq \sigma_H \geq \sigma_h$



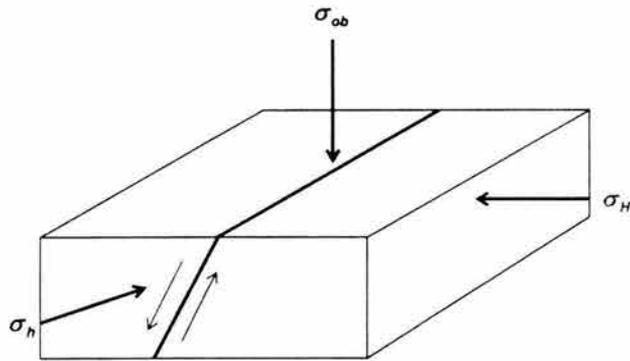
- El movimiento relativo del plano de falla es en la dirección al ángulo de inclinación.
- El esfuerzo principal máximo, σ_{ob} ; esta en la dirección vertical.
- La inclinación de la falla es mayor a 45° .
- El bloque superior se mueve hacia abajo relativo al bloque inferior o portante.

- La falla es generada por un estado de esfuerzos en el entorno de tipo tensional, o los esfuerzos compresivos laterales son vencidos por el esfuerzo compresivo vertical.

Por lo tanto, la ecuación III.63 será rescrita de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_{ob} - p_p}{\sigma_h - p_p} = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (III.63a)$$

Falla Transcurrente ó deslizamiento (Strike-Slip Faulting): $\sigma_H \geq \sigma_{ob} \geq \sigma_h$

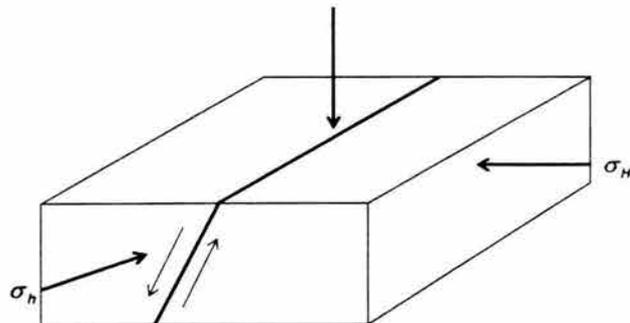


- El movimiento relativo del plano de falla esta en dirección del rumbo, es decir, la dirección lateral.
- El esfuerzo principal intermedio, σ_{ob} ; es vertical.

Tal que, la ecuación III.63 será rescrita de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_H - p_p}{\sigma_h - p_p} = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (III.63b)$$

Falla Inversa (Reverse Faulting): $\sigma_H \geq \sigma_h \geq \sigma_{ob}$



- El ángulo de inclinación del plano de falla es menor a 45° . Si el ángulo de inclinación es del orden de los 10° se trata de una falla **overthrust**.
- El esfuerzo principal mínimo, σ_{ob} es vertical.
- El bloque superior de la falla se mueve hacia arriba.
- La falla es generada por un estado de esfuerzo

Finalmente, la ecuación III.63 será rescrita de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_H - p_p}{\sigma_{ob} - p_p} = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \tag{III.63c}$$

Como un breve resumen en forma esquemática se presentan el comportamiento de los esfuerzos vertical (**sobrecarga**) y horizontales (**máximo y mínimo**) en función del coeficiente de fricción, $\bar{\mu}$; en base a los tipos de fallas descritos anteriormente y ello se muestra a continuación:

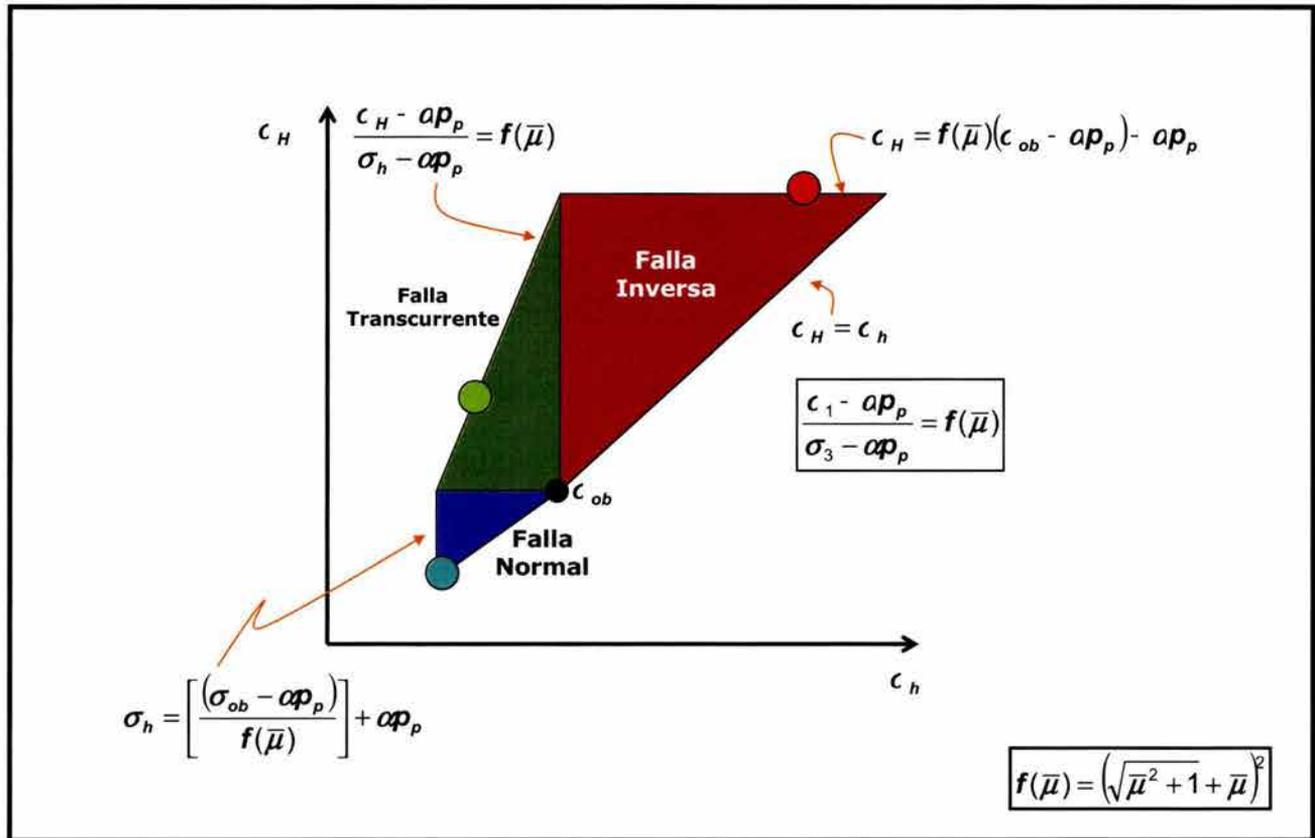


Figura III.5 Estado de Esfuerzos Limitados por la Resistencia de la Roca.

Por lo cual, describiremos el procedimiento para determinar el esfuerzo horizontal máximo, c_H ; en base a los tipos de falla clasificados por Anderson:

III.2.29.1 Calculamos el ángulo de fricción interna aparente, Φ_a :

$$\Phi_a = 24 \left(\frac{p_{pn}}{p_{pa}} \right) \quad (\text{III.64a})$$

donde:

Φ_a = en grados

p_{pn} = Presión de poro normal ejercida por una columna de agua congénita o de formación
igual a $1.074 \frac{gr}{cm^3}$ ó $8.964 \cdot ppg$

p_{pa} @ E.M.E

III.2.29.2 Obtenemos el coeficiente de fricción, $\bar{\mu}$:

$$\bar{\mu} = \tan \left(\frac{\pi}{180^\circ} \cdot \Phi_a \right) \quad (\text{III.64b})$$

donde:

$\bar{\mu}$ = coeficiente de fricción, adimensional

Φ_a = en grados

$$1 \cdot \text{radian} = \frac{\pi}{180^\circ}$$

III.2.29.3 Determinamos la función del coeficiente de fricción, $f(\bar{\mu})$:

$$f(\bar{\mu}) = \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 \quad (\text{III.64c})$$

donde:

$f(\bar{\mu})$ = función de linearización en base al criterio de Linearización Mohr-Coulomb

$\bar{\mu}$ = coeficiente de fricción, adimensional

III.2.29.4 Calculamos el esfuerzo horizontal máximo, σ_H ; en base a las ecuaciones III.63b y III.63c:

- Para falla transcurrente o deslizamiento (**Strike-Slip Faulting**):

$$\sigma_H = (\sigma_h - \alpha p_p) \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 + \alpha p_p \tag{III.64b}$$

- Para falla inversa (**Reverse Faulting**)

$$\sigma_H = (\sigma_{ob} - \alpha p_p) \left[(\bar{\mu}^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \bar{\mu} \right]^2 + \alpha p_p \tag{III.64c}$$

Finalmente en resumen:

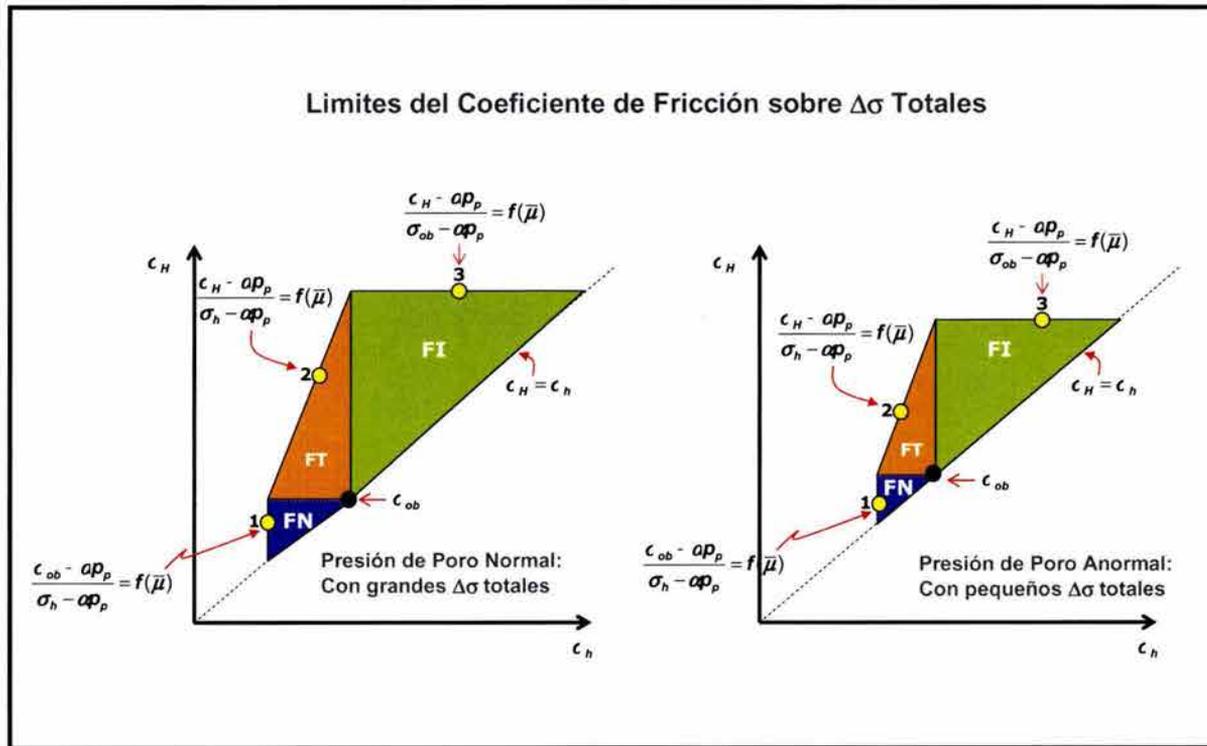


Figura III.6 Magnitud de Esfuerzos Dependientes Sobre la Presión de Poro.

III.2.30 Cálculo del gradiente de fractura, ρ_{fr} .

El determinar el gradiente de fractura juega un papel importante en la planeación de los pozos petroleros. Por ello, que la presión de fractura es aquella a la cual la roca de una formación dada comienza a fracturarse, esto sucede después de haber vencido la resistencia a la compresión de la roca y la presión de poro, es decir; se provoca la deformación permanente del material que constituye la roca.

Determinándose a partir de:

$$p_{fr} = p_p + \frac{\mu}{1-\mu} (\sigma_{ob} - p_p) \quad (III.65)$$

donde:

$$\mu @ f(v_p, v_s)$$

$$\sigma_{ob} @ f(\rho_{b \text{ int egrada}})$$

$$p_p @ \text{E.M.E}$$

También es posible involucrar es esfuerzo tectónico, σ_t :

$$p_{fr} = p_p + \frac{\mu}{1-\mu} (\sigma_{ob} - p_p) + \sigma_t \quad (III.66)$$

$$\sigma_t = 0.25\sigma_v \quad (III.66a)$$

$$\sigma_v = \sigma_{ob} - \alpha p_p \quad (III.66b)$$

donde:

$$\mu @ f(v_p, v_s)$$

$$\sigma_{ob} @ f(\rho_{b \text{ int egrada}})$$

$$p_p @ \text{E.M.E}$$

$$\sigma_t @ f(\sigma_v)$$

$$\sigma_v @ f(\sigma_{ob}, p_p)$$

En función del esfuerzo horizontal mínimo, σ_h y la resistencia a la tensión de la roca, T_0 :

$$p_{fr} = \sigma_h + T_0 \quad (III.67)$$

donde:

$$\sigma_h @ f(\mu, \sigma_{ob}, \alpha, p_p)$$

$$T_o = \frac{C_o}{10} \quad (\text{III.67a})$$

$$C_o = 1.2E - 06(G)^{1.6} \quad (\text{III.67b})$$

CAPÍTULO IV

IV.1 Ejemplos de Aplicación

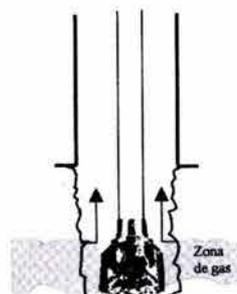
Con respecto a la perforación de los pozos, tanto exploratorios como de desarrollo en la Cuenca Terciaria de Veracruz, emplearon tiempo y recursos adicionales, todo ello debido a la enorme cantidad de eventos ocasionados por la heterogeneidad litológica y petrofísica encontrada, principalmente después de cementar la tubería de revestimiento intermedia. Se perforan lutitas arenosas, calcáreas y areniscas mal consolidadas saturadas con gas o agua de formación alternada y muy cercana entre sí, con marcadas diferencias de presiones de poro y fractura, y propiedades petrofísicas.

Las zonas aportadoras de gas normalmente requieren para su equilibrio, menos de la densidad equivalente de circulación que las zonas aportadoras de agua de formación. La perforación simultánea de estas zonas sin un previo análisis geomecánico y de las propiedades poroelásticas de la roca para determinar en forma más adecuada las presiones de poro y fractura, así como los esfuerzos existentes (**sobrecarga y horizontales tanto mínimo como máximo**), junto con la estabilidad del agujero, lo que ocasiona un desequilibrio hidrostático durante la perforación de estos pozos de dicha cuenca, provocando lo siguiente:

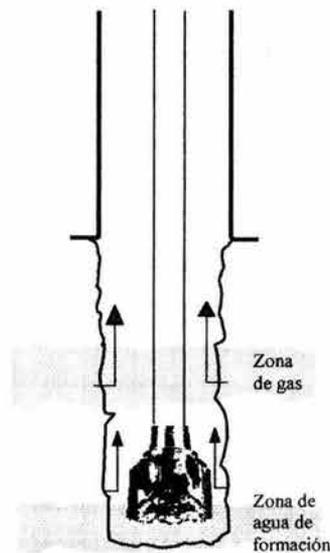
- a. Inestabilidad del agujero con todas sus consecuencias (**brotos, atrapamiento y pérdida total del pozo**).
- b. Daños a zonas productoras por pérdida de circulación debido al fluido de control.
- c. Altos costos con respecto a la perforación del pozo.
- d. Deficiente técnica de terminación del pozo.

IV.1.1 Eventos principales de la problemática.

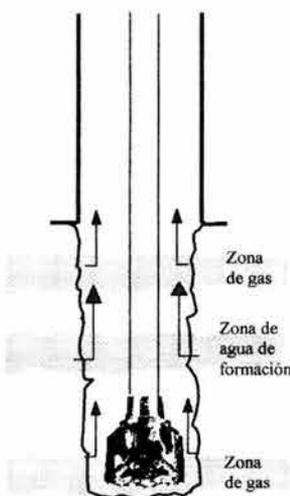
- De 1000 a 1350 m, se presentaron frecuentes problemas de resistencia durante la perforación, debido a la reducción del diámetro del agujero en una columna compuesta principalmente por lutitas.
- Entre los intervalos 1600 a 1850 m y 2600 a 3000 m, están constituidos principalmente por arenas y areniscas, donde esta zona es la más crítica, ya que en ella representaron manifestaciones de gas, resistencias, pegaduras por presión diferencial y atrapamientos de la sarta de perforación y pérdidas de circulación.
- Cementada la tubería de revestimiento intermedia a 2300 m, se perforan zonas de areniscas aportadoras de gas, cuyas densidades equivalentes de poro son alrededor de 1.60 gr/cm^3 . El ritmo de penetración de estas zonas es normalmente alto, por lo que la detección oportuna de la invasión de gas ó agua de formación hacia el pozo, es un factor muy importante para el control de las presiones de este. Dicho evento aislado se corrige sin mayor problema dosificando la densidad del fluido de perforación.



- Posteriormente se perfora, ya sea otra zona aportadora de gas ó una de agua de formación. La distancia entre ambas no suele ser mucha, por lo que los eventos se fusionan. Las zonas de gas tienen una densidad equivalente de poro ligeramente mayor a la perforada anteriormente, pero las zonas de agua de formación llegan a tener densidades equivalentes de poro arriba de 2.0 gr/cm^3 . Cuando se produce algún flujo de agua salada, el sistema de fluidos es afectado, cuyos efectos iniciales son: alta viscosidad, altos esfuerzos de gel, aumento importante en el contenido de cloruros y altas pérdidas de fluido, por lo que la densidad del lodo debe ser aumentada para controlar el flujo antes de que se pueda tomar el tiempo de acondicionar las propiedades del fluido de perforación. El desequilibrio en el pozo en este momento es muy crítico.



- Los eventos se siguen presentando en el resto de la etapa, con características similares a las mencionadas anteriormente, agudizando la problemática y haciendo que este tipo de pozos sea casi imposible de perforarlos en forma convencional.



El problema realmente nace durante la planeación del pozo, y específicamente en la elaboración y análisis de los perfiles de presiones de poro y fracturas esperadas, así como las presiones máximas y mínimas para mantener la estabilidad del pozo. La obtención de un perfil de presión de poro nos puede llevar a excelentes determinaciones de presiones de fractura y estabilidad máxima y mínima del pozo. Con gráficas de densidad equivalente de poro, fractura, esfuerzos verticales (**sobrecarga**) y horizontales (**mínimos y máximos**); así como la estabilidad de pozo.

Para ello se utilizó la metodología y el procedimiento mencionados en el capítulo anterior, por lo que se analizó los pozos del campo Cocuite, de tal manera como se muestra a continuación:

IV.2 Análisis y Discusión de Resultados

Se procedió a determinar los módulos poroelásticos dinámicos en función del tiempo de tránsito compresional y tiempo de tránsito de cizallamiento, tal como se indica en la metodología del procedimiento de los puntos II.2.1 y II.2.3, de tal forma que se obtuvo:

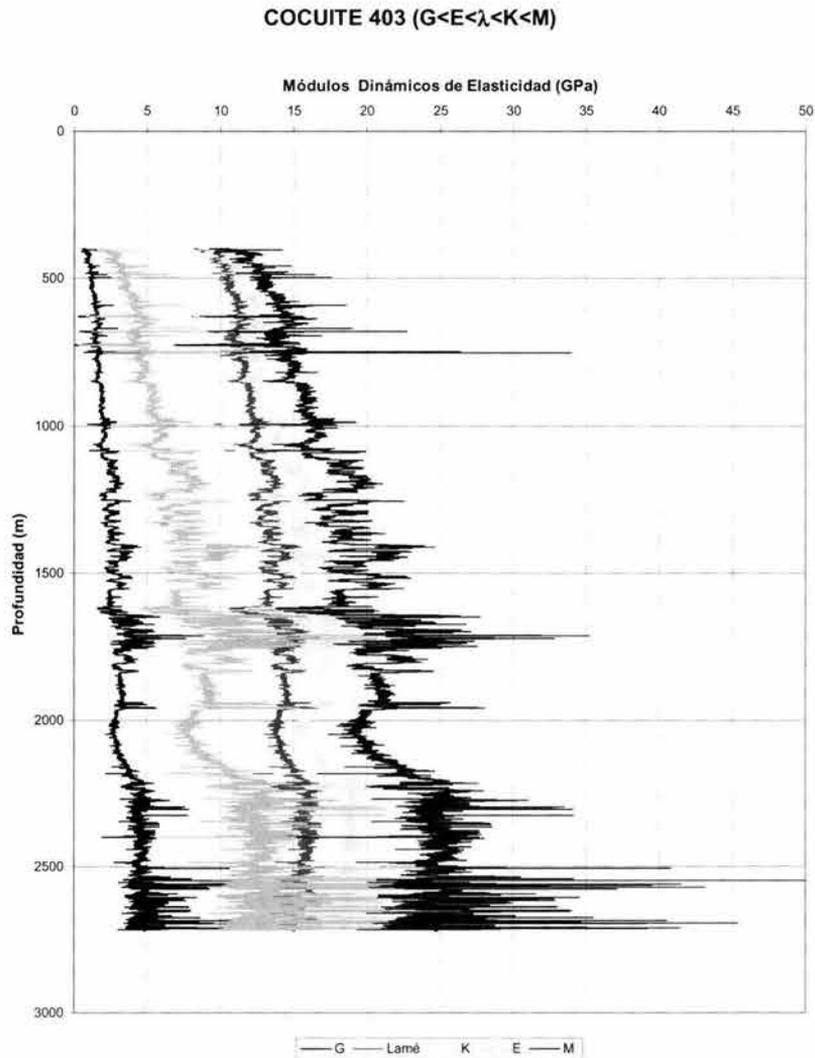


Figura IV.1. Módulos de Poroelasticidad Dinámica

En esta figura IV.2, se generó con el propósito de evaluar y analizar el comportamiento de los módulos volumétricos K , K^* , K^*_{sat} y K_u , por lo que se observa que el comportamiento de K^* , K^*_{sat} , son semejantes y dichos módulos se determinaron con las ecuaciones (III.39) y (III.45):

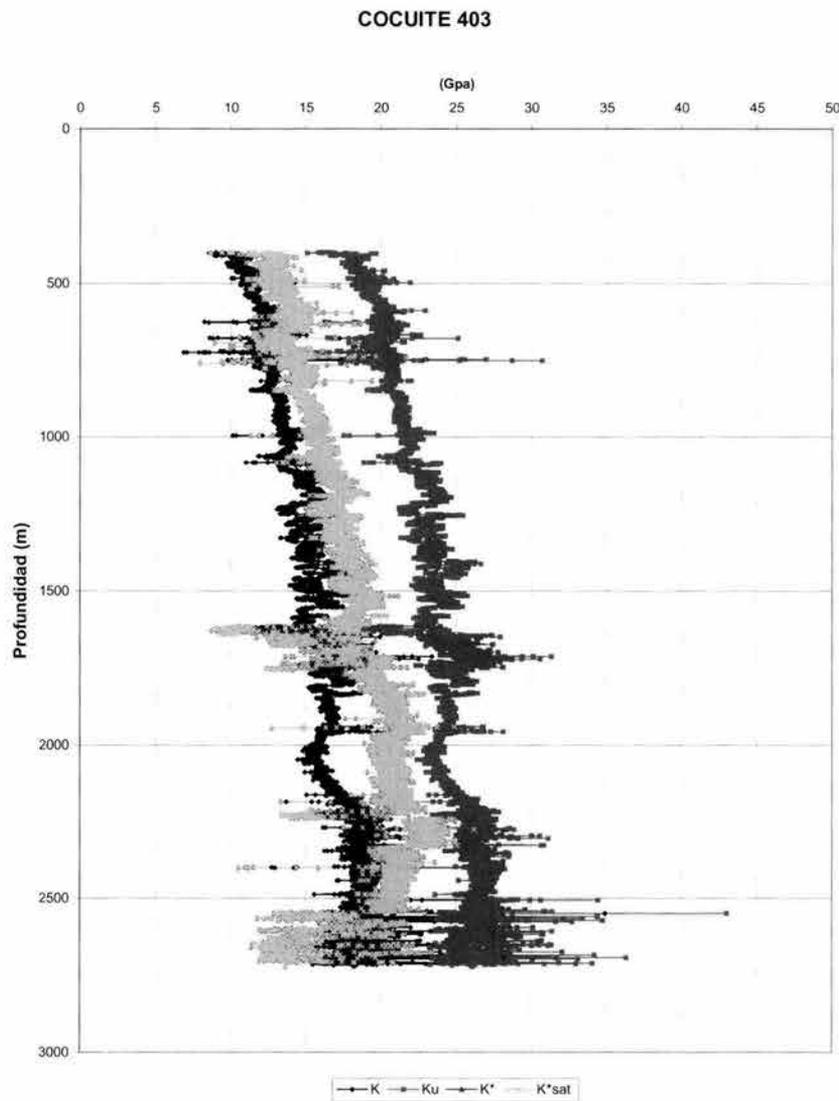


Figura IV.2. Módulos Volumétricos

Se determinó el módulo K_{FR} a partir de una ecuación empírica (III.26), dicha ecuación esta en función de la porosidad, ϕ ; siendo este parámetro determinado por medio de la densidad volumétrica, ρ_b . Con ello se obtuvo la diferencia entre los módulos K y K_{FR} , donde se observa que la zona **no-drenada** se encuentra a partir de 1600 m aproximadamente, por lo tanto; si se comprueba el comportamiento crítico de dicho campo debido a las manifestaciones de gas y agua de formación, como se muestra en la figura IV.3:

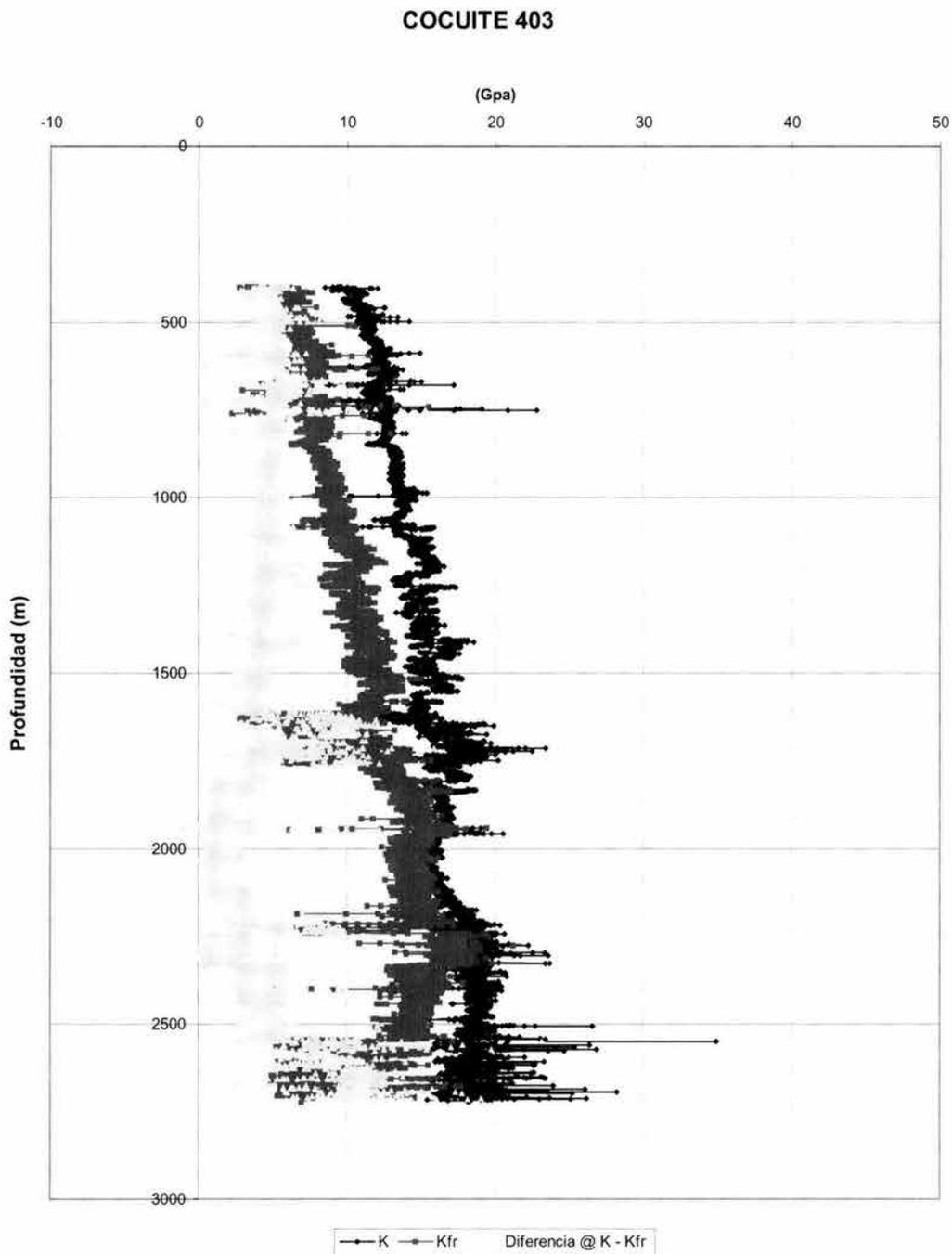


Figura IV.3. Representación para determinar zonas no-drenadas

En la figura IV.4 se analiza el comportamiento del módulo volumétrico total, K , con respecto a los módulos volumétricos de la estructura, K_{FR} , y los módulos de estructura-poro (K^* y K_{sat}^*), se a determinado que el buen comportamiento del módulo volumétrico total esta dentro de dicho límites en forma apropiada:

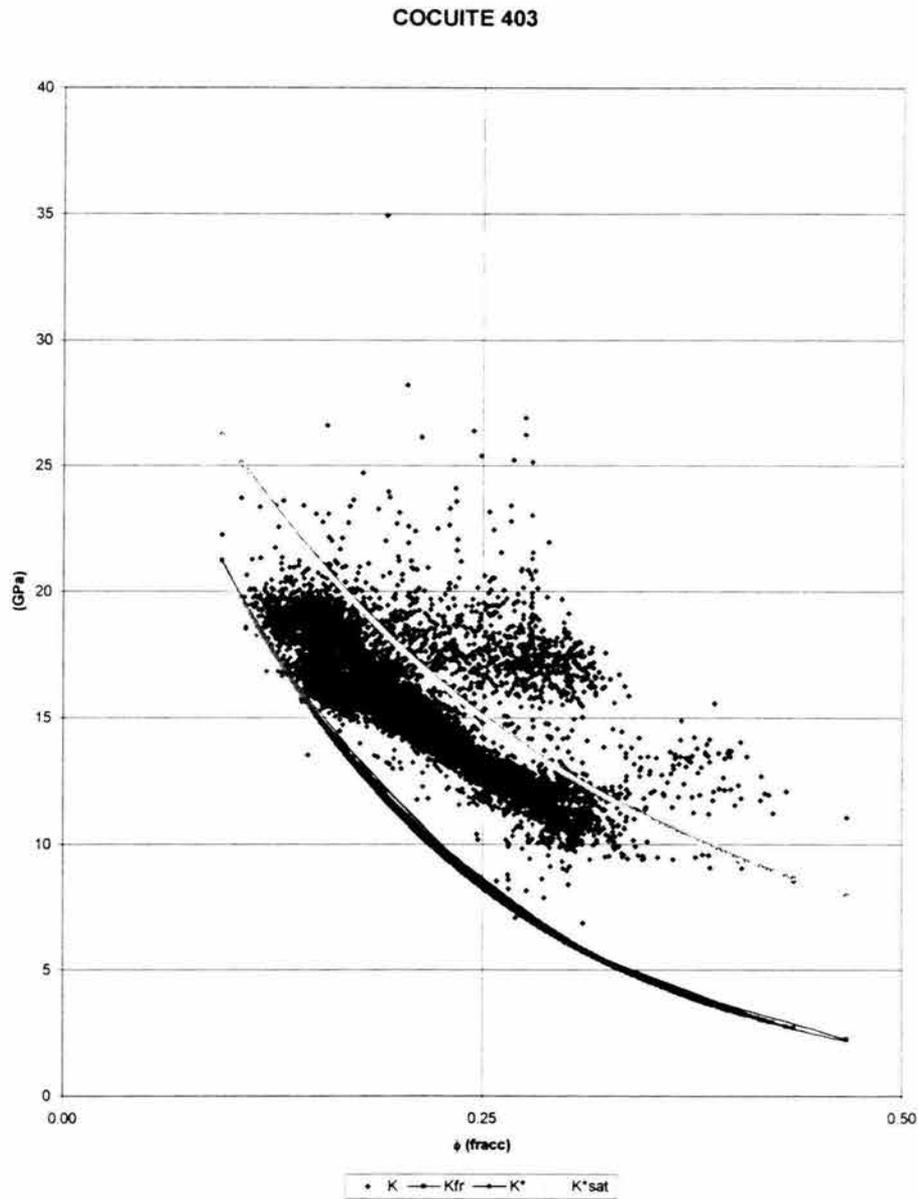


Figura IV.4. Análisis de los módulos volumétricos total, estructural y estructura-poro

Entonces, se determinaron tanto el coeficiente de proelasticidad de Biot, α , y el coeficiente de Skempton, B , utilizando los puntos III.2.6 y III.2.19 respectivamente, recordando que cada uno de dichos coeficientes dependen de el módulo volumétrico del sólido, K_s , y el módulo volumétrico del fluido, K_f , considerando 37.5 GPa y 3.30 GPa para cada uno de ellos. Si recordamos que el coeficiente de Skempton (**siendo esta la cantidad de reacción del efecto de presión debido por las cargas**) depende a su vez del coeficiente de Biot (**relación entre la estructura y el sólido de la roca**), como podemos ver en la siguiente figura:

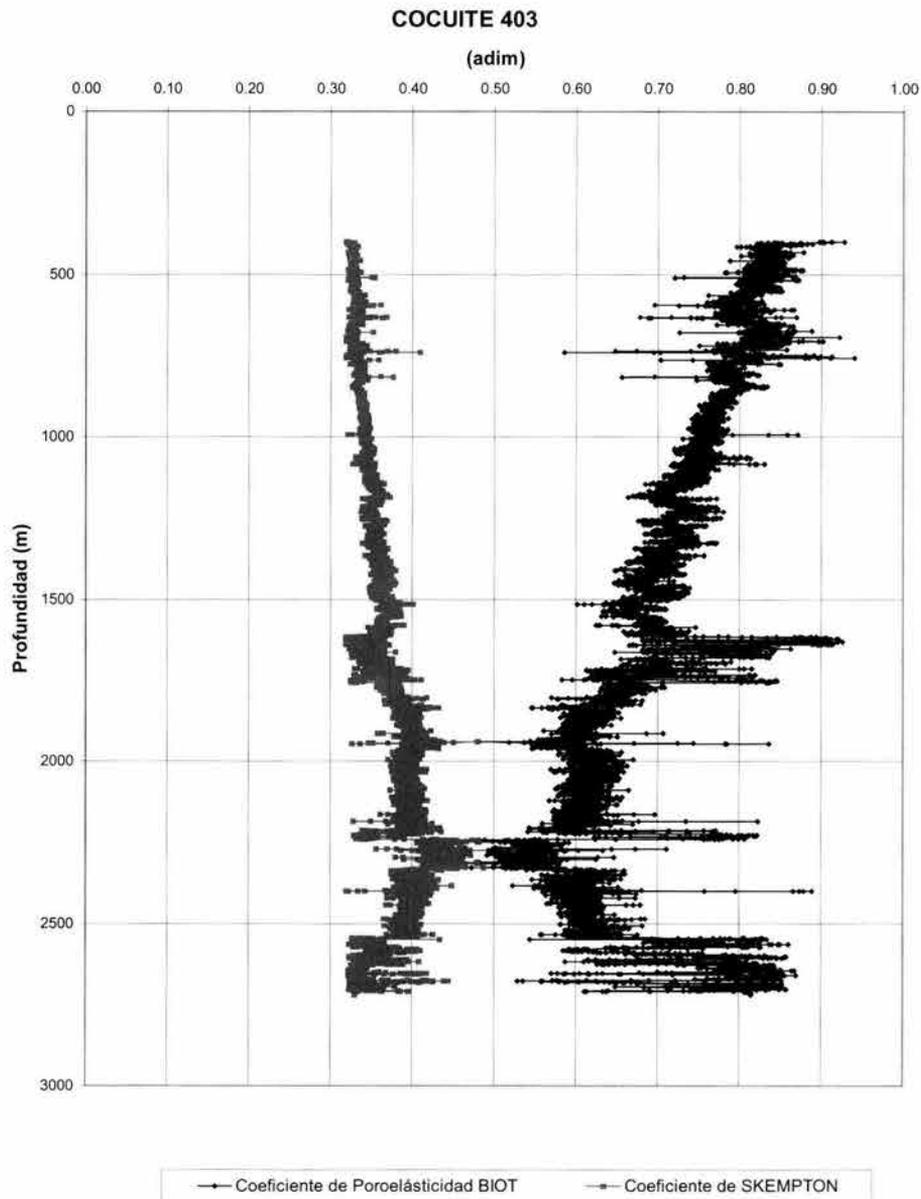


Figura IV.5. Integración del coeficiente de poroelasticidad de Biot y el coeficiente de Skempton

Ahora, en la figura IV.6 se integraron las ecuaciones correspondientes para determinar el perfil de la presión de poro en el campo Cocuite, en base al esfuerzo matricial equivalente (**E.M.E**), en función del coeficiente de Skempton, finamente por efecto uniaxial y por supuesto para corroborar el supuesto por Eaton, con la finalidad de considerar el más cercano a la realidad y que muestra un buen comportamiento en base a los valores de campo, y tiene una excelente aplicación es el E.M.E para determinar la presión de poro, p_p .

Por supuesto se generó el perfil correspondiente al esfuerzo que se genera por la sobrecarga dado por el peso de los estratos y ello se determinó integrando la densidad volumétrica, ρ_b , y la propuesta por Bourgoyne en función de la compactación normal, como se indica a continuación:

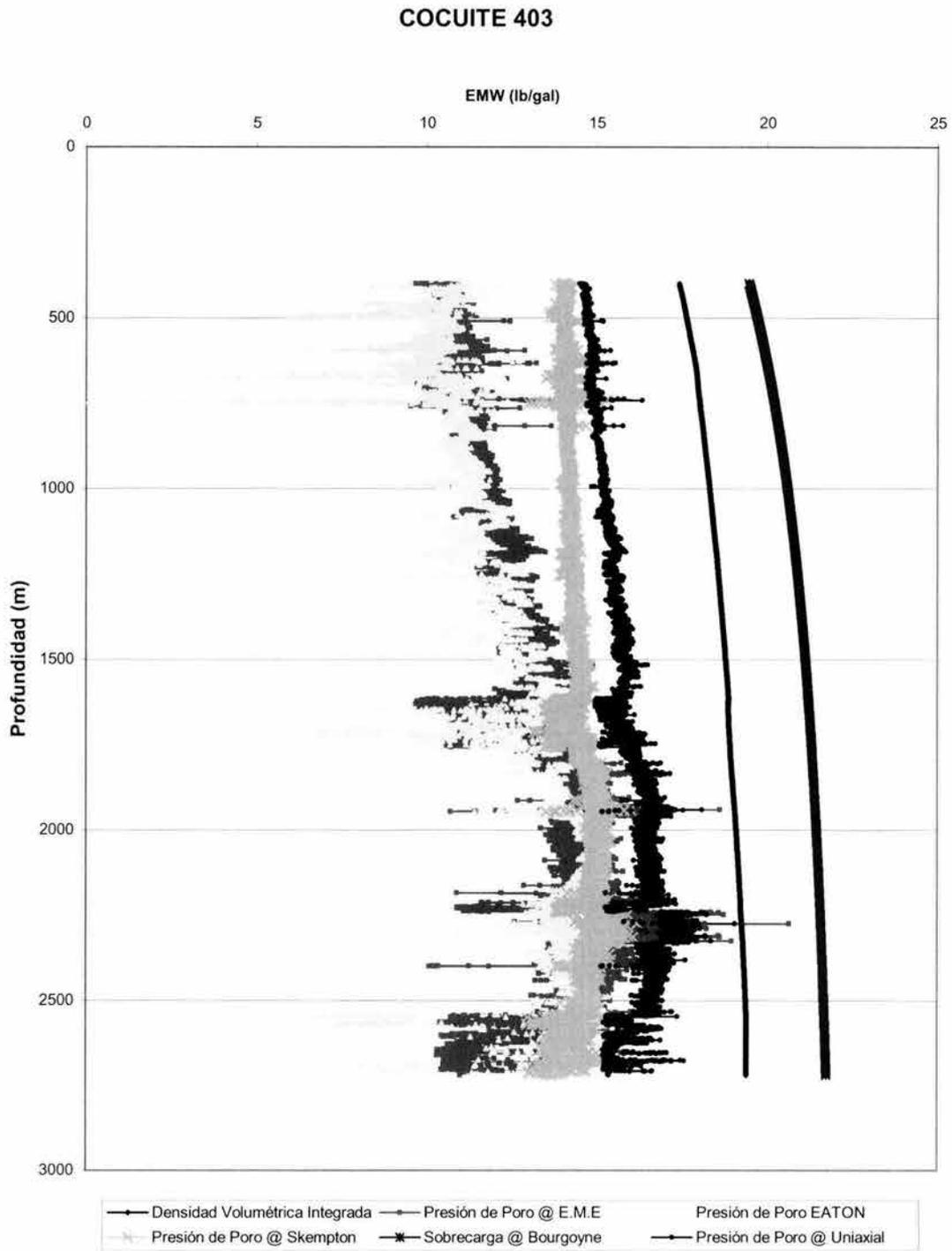


Figura IV.6. Perfiles de Presión de Poro y Esfuerzo de Sobrecarga en densidad equivalente (E.M.W)

Se evaluarán los esfuerzos horizontales mínimo, σ_h , en base al efecto Poisson y Van Eekelen (**en función de la profundidad**) y junto con el esfuerzo vertical o de sobrecarga, σ_v , como se indica en la figura IV.7:

En la figura IV.8 graficaron tanto la deformación volumétrica, ϵ_{kk} , y la deformación vertical en la dirección de "z", ϵ_{zz} , así como la suma de las deformaciones correspondientes a la dirección en "x" y "y", ϵ_{xx} y ϵ_{yy} .

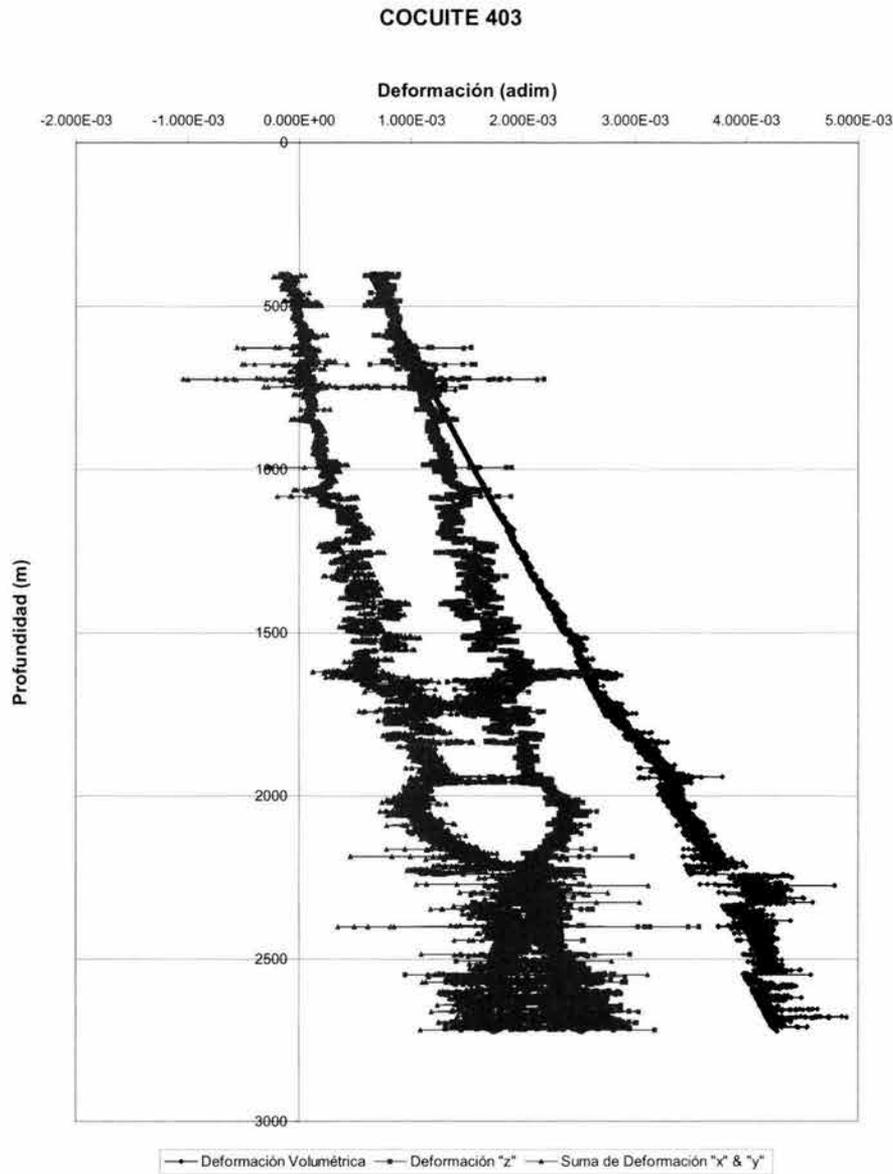


Figura IV.8. Representación de las deformaciones

Analizando la figura IV.9, podemos interpretar el comportamiento dado por la diferencia entre el módulo volumétrico debido al efecto estructural-poros y el módulo volumétrico total, con el propósito de poder determinar zonas **drenadas** y **no-drenadas**, y poder comprobar el comportamiento que tiene este campo y prever eventos críticos que ocasionen pérdidas cuantiosas durante la perforación de los pozos:

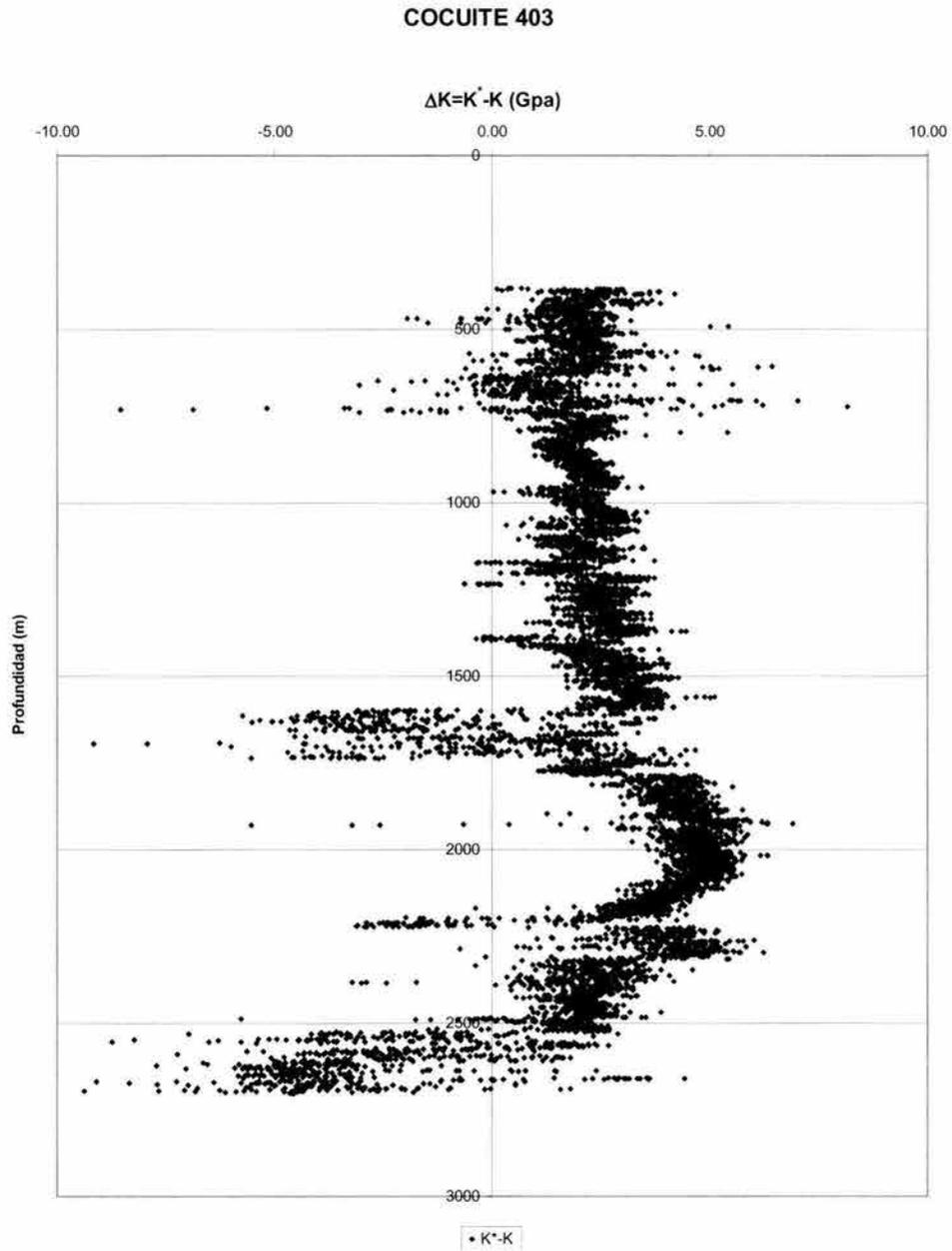


Figura IV.9. Diferencia entre K' y K

En base a la interpretación correspondiente a la figura IV.10, a continuación se presenta; el comportamiento de la resistencia a la compresión uniaxial, C_0 , es el esfuerzo máximo que la roca soporta antes de llegar a fracturarse bajo la acción de un esfuerzo uniaxial y vemos que esta en función de la profundidad, en la cual se observa que a medida de que la profundidad se incrementa dicha resistencia aumenta, lo cual se debe a que existe menos porosidad y la roca se hace más densa y más difícil de fracturar, excepto en la zona de presión anormal en donde la resistencia disminuye debido a que existe una baja compactación, para el campo Cocuite varía desde ± 1600 m por la probable falta de consolidación (**debido al ambiente de sedimentación**) de la roca:

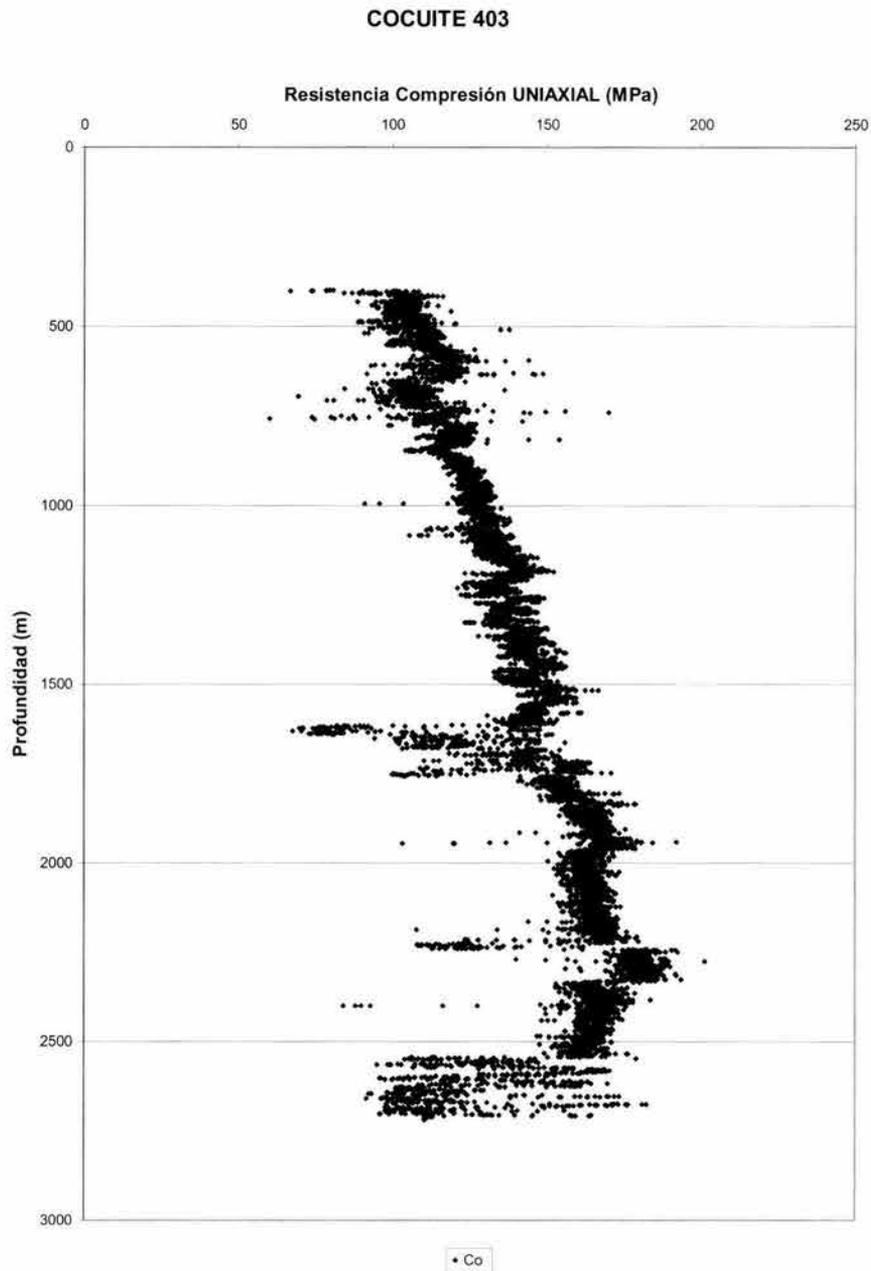


Figura IV.10. Resistencia a la Compresión Uniaxial, C_o

Ahora bien, en la figura IV.11 se generó en virtud a la determinación de los parámetros correspondientes de los esfuerzos horizontales mínimo, σ_h , en base al efecto Poisson, Van Eekelen y en función con respecto al esfuerzo de sobrecarga, σ_{ob} , la relación de Poisson, μ , y la presión de poro, p_p , determinada por E.M.E. y junto con el esfuerzo vertical, σ_v , con el propósito de evaluar el efecto más veraz del esfuerzo horizontal mínimo y con ello tener el valor más cercano a la realidad, debido al comportamiento que se presenta al estar perforando el campo Cocuite que pertenece a la Cuenca del Terciario localizada en Veracruz:

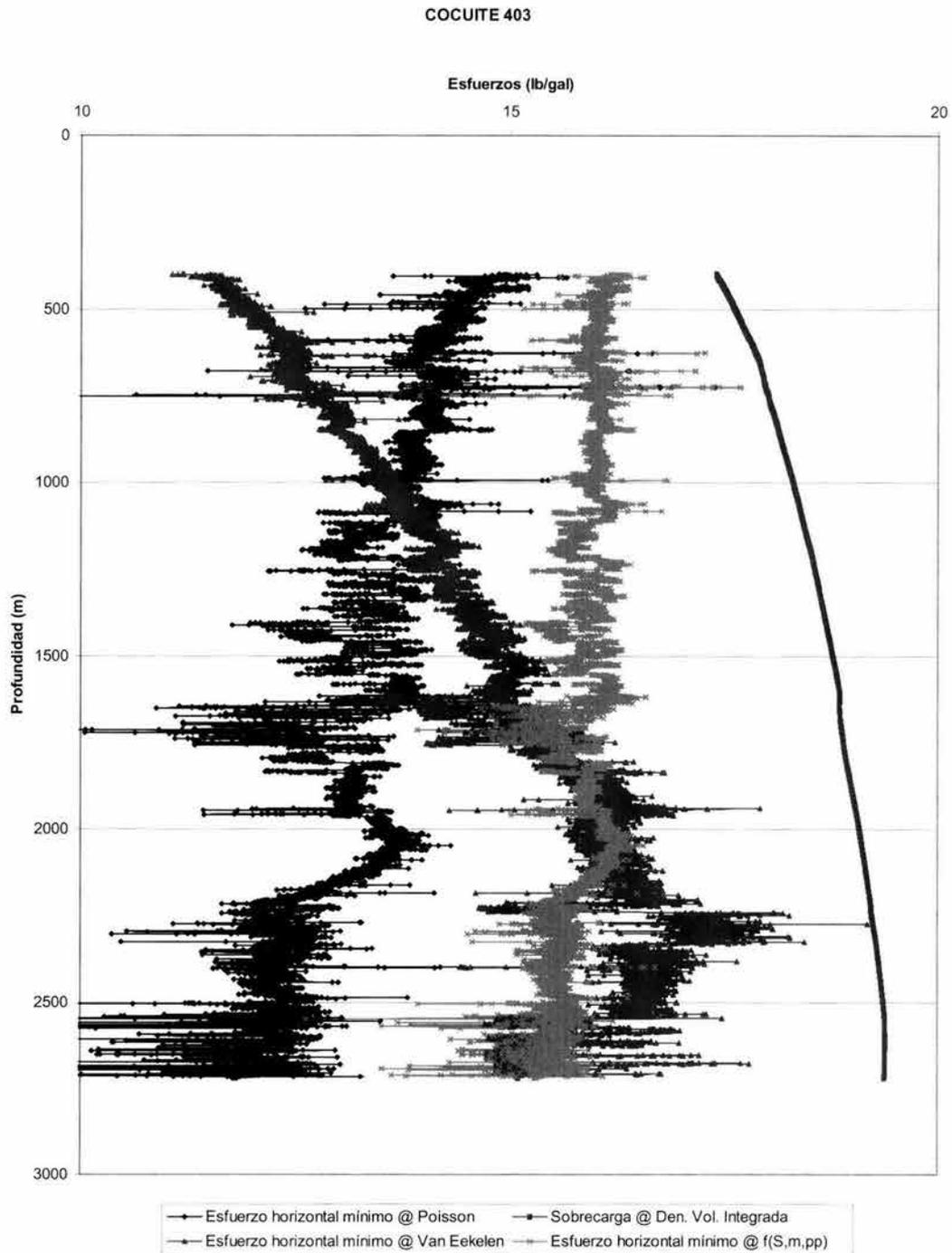


Figura IV.11. Perfiles de Esfuerzos Horizontales Mínimos y Esfuerzo de Sobrecarga en E.M.W.

Ahora bien, en la figura IV.12 se generó en virtud a la determinación de los parámetros de poroelasticidad dinámica de la estructura función de la metodología del procedimiento indicada en el punto III.2.5, en lo cual se calculó los módulos de corte de la estructura, G_{FR} , y el volumétrico de la estructura, K_{FR} , y con dichos módulos se obtuvieron

los módulos correspondientes de poroelasticidad dinámica relacionada con la estructura tales como E_{FR} y λ_{FR} , dichos parámetros están en función de la porosidad, tal como se muestra a continuación:

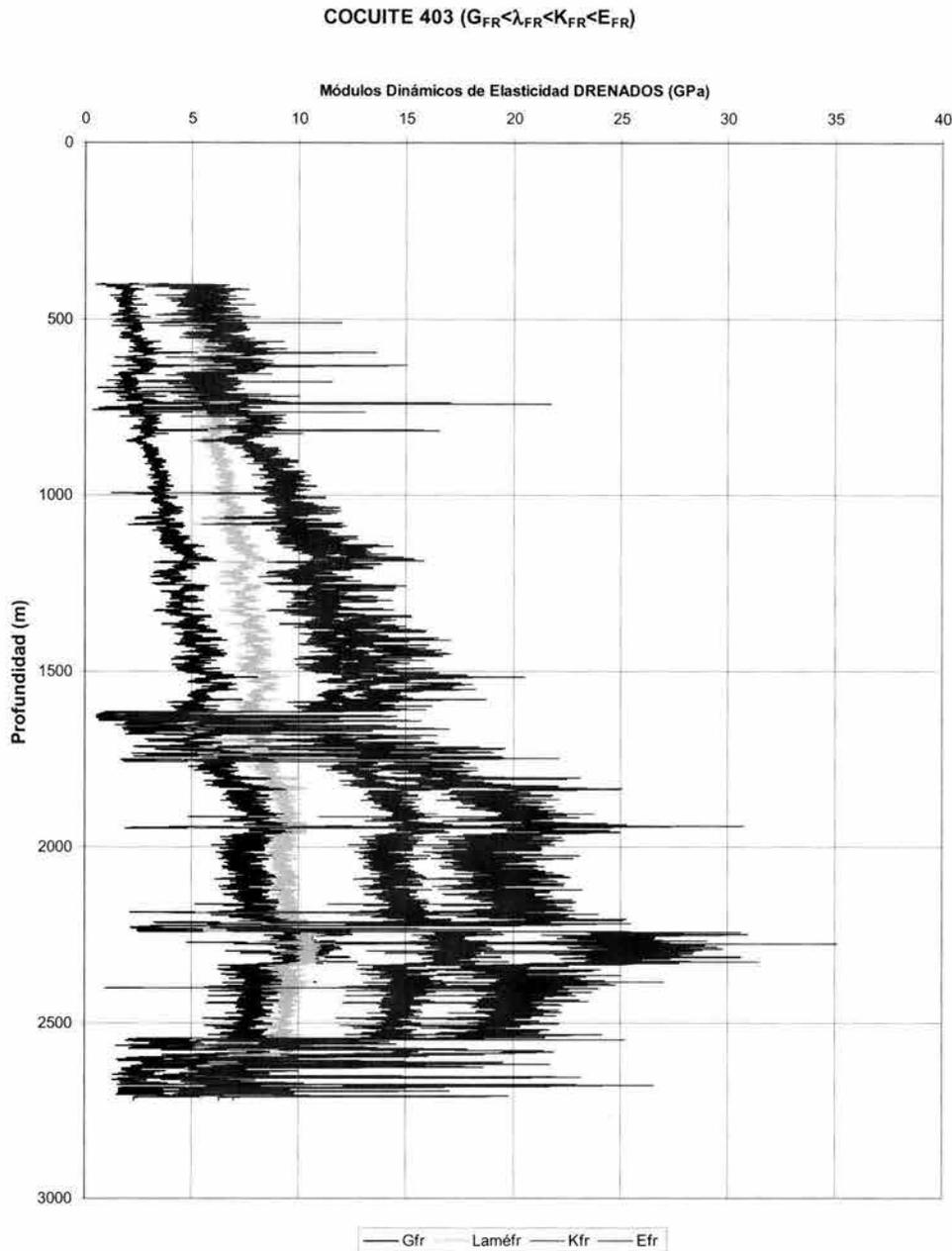


Figura IV.12. Módulos de Poroelasticidad Dinámica de la Estructura

Se realizó los cálculos correspondientes para determinar los parámetros de poroelasticidad dinámica de la estructura-poro en base a la metodología del procedimiento mostrada en el punto III.2.17-18, en lo cual se calculo los módulos volumétrico de la estructura-poro, K^* y de corte de la estructura-poro, G^* , considerando que $G^* = G_{FR}$; con dichos módulos se determinaron los módulos correspondientes de poroelasticidad dinámica relacionada con la

estructura-poro tales como E^* y λ^* , estos parámetros son en función de la porosidad, tal como se muestra a continuación:

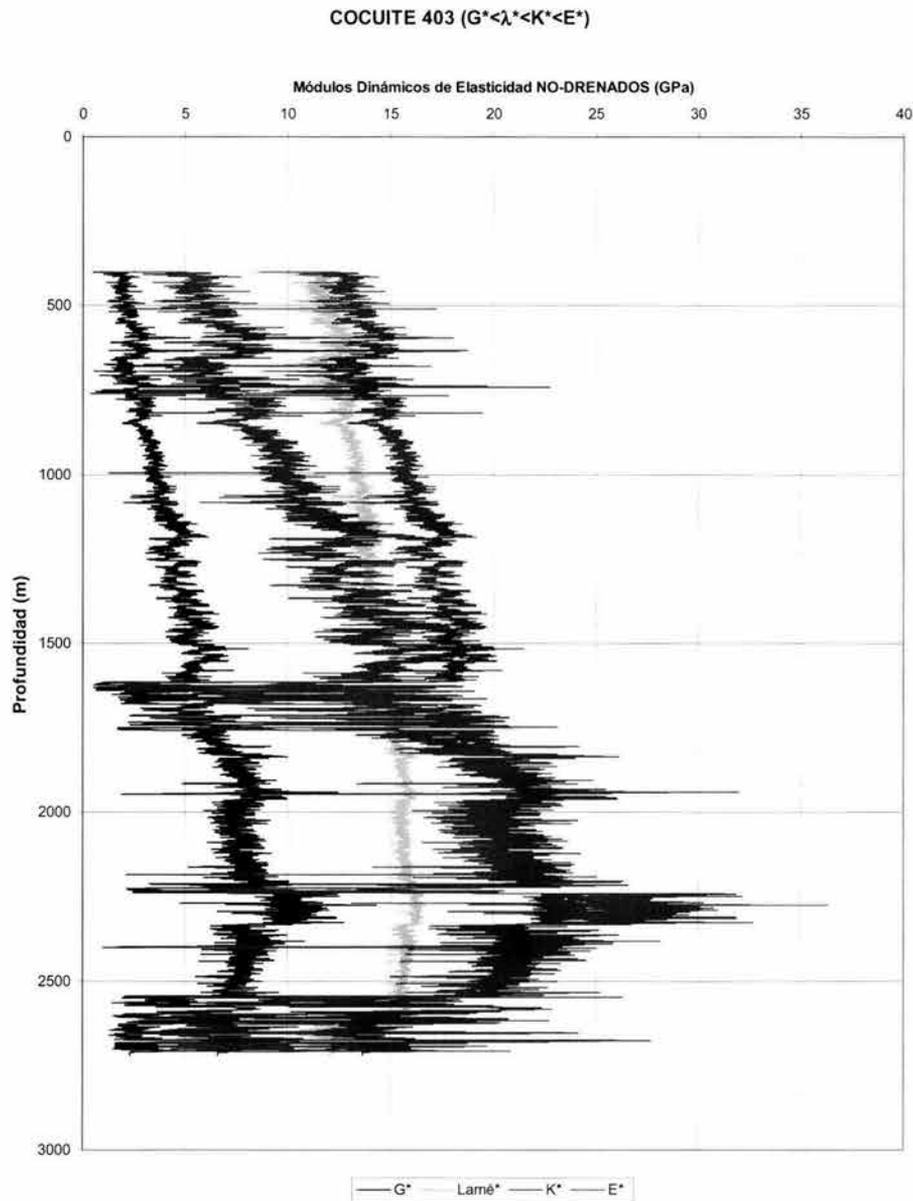


Figura IV.13. Módulos de Poroelasticidad Dinámica No-Drenados

La figura IV.14 se indica el comportamiento existente entre la siguiente igualdad para: $\frac{c_{ob} + 2c_h}{3} = K\varepsilon_v - \alpha p_p$,

donde se tomo en cuenta la obtención del esfuerzo mínimo, σ_h , de la forma que a continuación se muestra :

$$\sigma_h = (\sigma_{ob} - \alpha p_p) \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) + \alpha p_p$$

, recordando que el coeficiente de poroelasticidad de Biot depende de K_{FR} y K_s , y

por supuesto la presión de poro en base al esfuerzo matricial equivalente (E.M.E.):

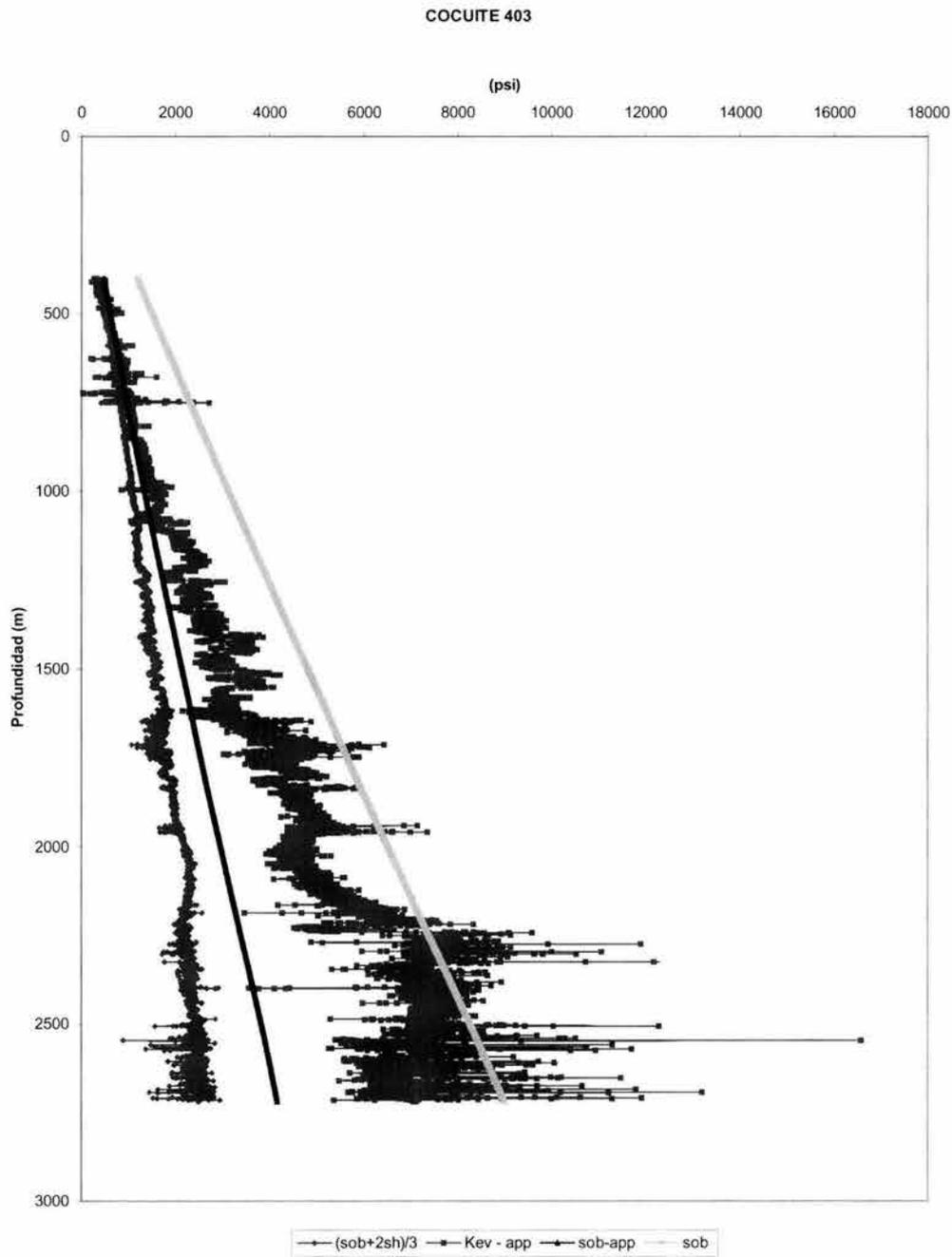


Figura IV.14. Representación del comportamiento de $\frac{c_{ob} + 2c_h}{3} = K\varepsilon_v - \alpha p_p$

Finalmente se determinó el perfil de presiones (**poro y fractura**) y los esfuerzos (**horizontales mínimo, sobrecarga y esfuerzo horizontal máximo**) en base a consideraciones geomecánicas y propiedades poroelásticas de la roca, con el propósito de contar con una excelente ventana operacional y con ello planear la perforación y terminación óptima de un pozo para el Campo Cocuite perteneciente a la Cuenca del Terciario localizada en Veracruz, como se muestra en la figura IV.15:

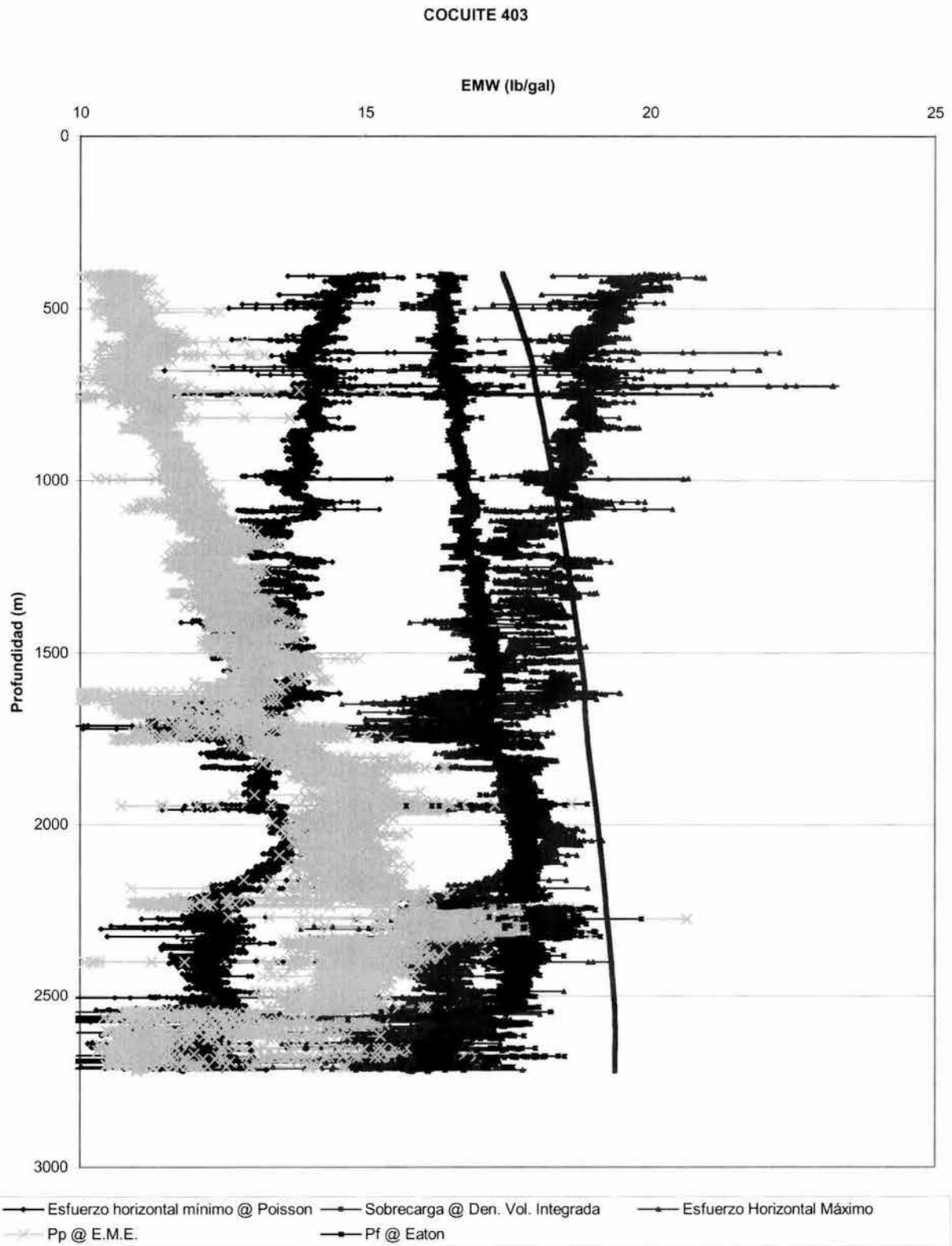


Figura IV.15. Perfil de geopresiones determinadas con consideraciones geomecánicas y propiedades proelásticas

A su vez se realizó la determinación del esfuerzo horizontal máximo en base a la teoría de linearización crítica de Mohr-Coulomb en base a la función del coeficiente de fricción obtenido por considerar el tipo de falla, tal como se muestra la siguiente figura:

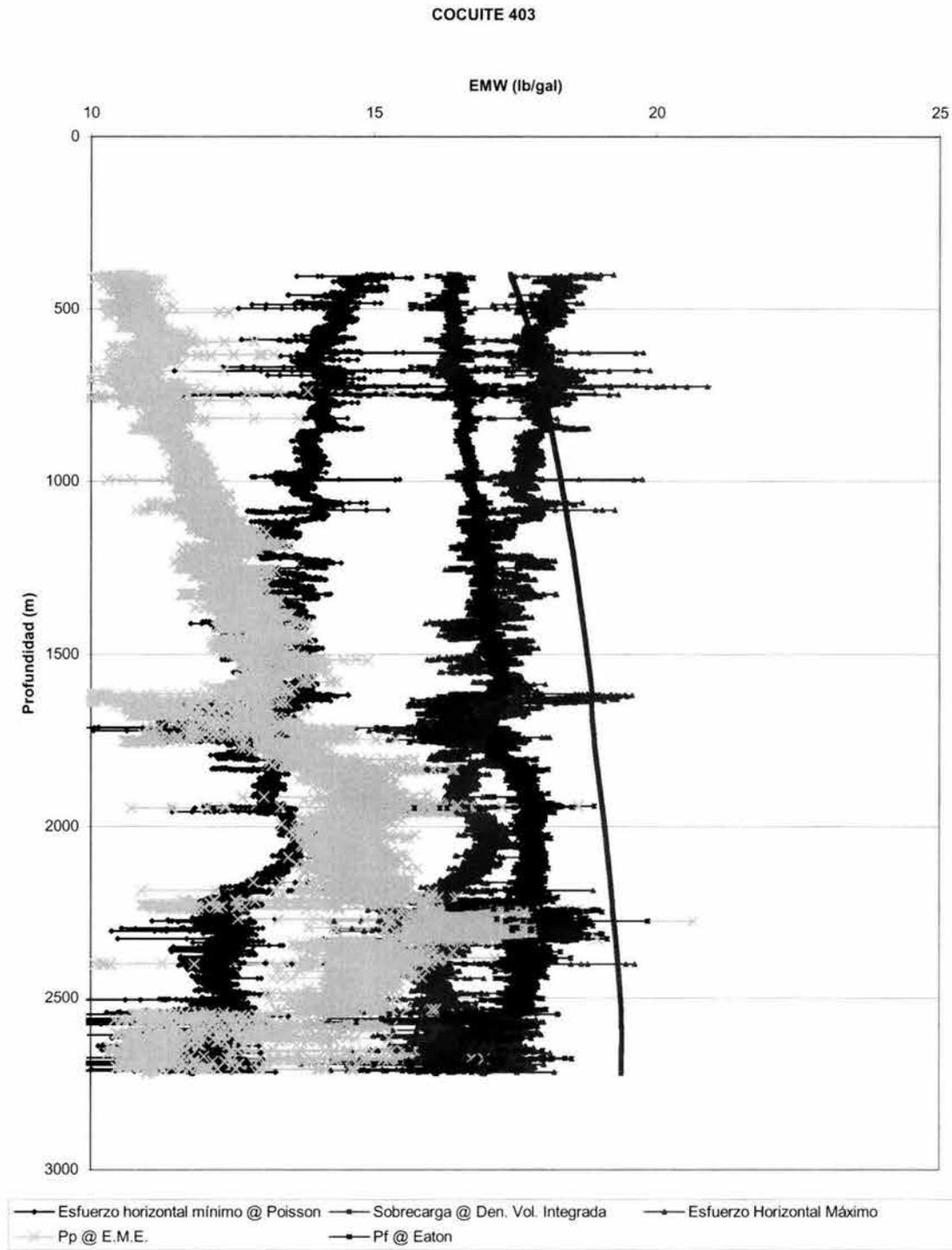


Figura IV.16. Perfil de geopresiones determinadas con consideraciones geomecánicas y criterio de linearización

Como observación importante, con dichos perfiles podemos evaluar la estabilidad del pozo; determinar en forma más apropiada para obtener las presiones mínimas y máximas que se crean en las paredes del agujero; a su vez generar los asentamientos adecuados de las tuberías de revestimiento y con ello planear la perforación y la terminación más conveniente en base a las técnicas convencionales y no convencionales.

Como observación se llevo acabo la determinación de los perfiles de geopresiones de los pozos Cocuite 402, Playuela 1, Cocuite 201, Camaronero 1-A y Cuatas 1, ello se muestra en el apéndice E.

Falta página

N° 116

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V.1 Conclusiones.

- Se implementó una nueva metodología para determinar y evaluar los perfiles de presión de poro y fractura, así como; los esfuerzos verticales y horizontales (**mínimo y máximo**) a partir de conceptos de poroelasticidad y condiciones geomecánicas de la roca.
- El método de Matriz Equivalente de Presión de Poro, por lo tanto la ecuación III.41 es útil y da excelentes resultados de campo con respecto a los métodos tradicionales utilizados; pero es importante conocer el coeficiente poroelástico de BIOT (α).
- Esta tesis demuestra que la aplicación de la teoría de poroelasticidad y la geomecánica en procesos de planeación, diseño, evaluación y operación en la industria petrolera dentro de la disciplina de la ingeniería de perforación, puede mejorar nuestro entendimiento de condiciones problemáticas y simplificar su solución.
- Se detectó que para el campo Cocuite se cuenta con tres secciones bajo compactadas, la primera entre 884 y 1280 m, la segunda entre los 1615 y 1737 m, y la última entre los 2438 y 2713 m. y también, se observó que la zona de presión anormal alta comienza a los 1372 m para el campo Cocuite.
- Con el presente trabajo de investigación, se demostró que se debe aplicar esta metodología para realizar una óptima planeación del programa de perforación y terminación de pozos, aplicando consideraciones geomecánicas y propiedades poroelásticas de la roca.

V.2 Recomendaciones.

- Se sugiere llevar desarrollar un simulador numérico considerando la disciplina de la geomecánica de rocas y la teoría de poroelasticidad aplicada a la ingeniería petrolera dentro de las disciplinas de perforación y terminación de pozos.
- Extender este trabajo a la determinación adicional donde se considere la estabilidad mecánica en las arenas y lutitas, para evaluar la ventana operacional de manejo de geopresiones existentes.
- La implementación de este método en campo dependerá de toda la información disponible. Por ende, se debe obtener la mayor información del pozo, así como la toma de los registros geofísicos tales como **RHOB**, Δt y **CNL** en las zonas más someras.
- Aplicar la metodología para obtener los parámetros necesarios para realizar una excelente planeación de los programas de perforación y terminación de pozos, considerando la geomecánica y las propiedades poroelásticas de las rocas.

NOMENCLATURA

B	Coefficiente de Skempton	$[a \text{ dim}]$
C	Módulo elástico constante de Biot	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
C_b	Compresibilidad volumétrica de la roca	$\left[\frac{F}{L^2} \right]^{-1}$
C_o	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
D	Profundidad	$[L]$
E	Módulo poroelástico de Young total	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
E_{FR}	Módulo poroelástico de Young drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
E^*	Módulo poroelástico de Young no drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
G	Módulo de poroelasticidad de corte o cizallamiento total	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
G_{FR}	Módulo de poroelasticidad de corte o cizallamiento drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
G^*	Módulo de poroelasticidad de corte o cizallamiento no drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
h	Espesor de estratos	$[L]$
K	Módulo volumétrico total	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
K_{eff}	Módulo volumétrico efectivo	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$

K_{fl}	Módulo volumétrico del fluido	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
K_{FR}	Módulo volumétrico drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
K^*	Módulo volumétrico no drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
K_s	Módulo volumétrico del sólido	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
K_{sat}^*	Módulo volumétrico saturado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
M	Módulo de elasticidad total	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
M_{fl}	Módulo de elasticidad del fluido congénito	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
M_{FR}	Módulo de elasticidad drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
M_{ma}	Módulo de elasticidad matricial del sólido	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
M^*	Módulo de elasticidad no drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
P_e	Esfuerzo vertical efectivo	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
p_h	Presión hidrostática	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
p_p	Presión de poro	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
p_{pa}	Presión de poro anormal	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$

p_{pn}	Presión de poro normal	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
p_{fr}	Presión de fractura	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
p_{fl}	Presión hidrostática del fluido congénito	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\left(\frac{p_{fr}}{D} \right)$	Gradiente de fractura	$\left[\frac{F/L^2}{L} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\left(\frac{P_p}{D} \right)$	Gradiente de presión de poro	$\left[\frac{F/L^2}{L} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\left(\frac{P_{pa}}{D} \right)$	Gradiente de presión de poro anormal	$\left[\frac{F/L^2}{L} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\left(\frac{p_{pn}}{D} \right)$	Gradiente de presión de poro normal	$\left[\frac{F/L^2}{L} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\frac{S}{D}$	Gradiente de sobrecarga	$\left[\frac{F/L^2}{L} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
T_0	Resistencia a la tensión de la roca	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
v_p	Velocidad de onda P ó compresional	$\left[\frac{L}{t} \right]$
v_s	Velocidad de onda S ó cizallamiento	$\left[\frac{L}{t} \right]$
α	Constante de poroelasticidad de Biot	[a dim]

ε_{kk}	Deformación volumétrica total	$\left[\frac{L^3}{L^3} \right]$
ε_{xx}	Deformación en la dirección de "x"	$\left[\frac{L^3}{L^3} \right]$
ε_{yy}	Deformación en la dirección de "y"	$\left[\frac{L^3}{L^3} \right]$
ε_{zz}	Deformación en la dirección de "z"	$\left[\frac{L^3}{L^3} \right]$
ϕ	Porosidad	[a dim]
ρ_b	Densidad volumétrica de la roca	$\left[\frac{M}{L^3} \right]$
ρ_{fl}	Densidad del fluido (agua de formación y/o congénita)	$\left[\frac{M}{L^3} \right]$
ρ_{ma}	Densidad de la matriz rocosa	$\left[\frac{M}{L^3} \right]$
λ	Módulo de Lamé total	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
λ_{FR}	Módulo de Lamé drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
λ^*	Módulo de Lamé no drenado	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
μ	Relación de Poisson total	[a dim]
μ_{FR}	Relación de Poisson drenado	[a dim]
μ^*	Relación de Poisson no drenado	[a dim]
$\bar{\mu}$	Coefficiente de fricción	[a dim]
σ_H	Esfuerzo horizontal máximo	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$ o $\left[\frac{M}{L^3} \right]$

σ_h	Esfuerzo horizontal mínimo	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_{kk}	Esfuerzo volumétrico total	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_{ma}	Esfuerzo matricial	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_{ma_n}	Esfuerzo matricial normal	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_{ob}	Esfuerzo de sobrecarga	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_t	Esfuerzo tectónico	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ_v	Esfuerzo vertical	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo	$\left[\frac{F}{L^2} \right] \circ \left[\frac{M}{L^3} \right]$
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Esfuerzos normales	$\left[\frac{F}{L^2} \right]$
Δt_c	Tiempo de transito compresional	$\left[\frac{t}{L} \right]$
Δt_f	Tiempo de transito del fluido congénito	$\left[\frac{t}{L} \right]$
Δt_{ma}	Tiempo de transito matricial de la roca	$\left[\frac{t}{L} \right]$
Δt_s	Tiempo de transito de cizallamiento	$\left[\frac{t}{L} \right]$

REFERENCIAS

1. Grollmund Balz, Zoback Mark D and Ward Chris: "Pore Pressure and Geomechanics in the Gulf of Mexico", Geomechanics International Course, Houston, Texas, 17-19 March 2003.
2. Chen X., Tan C.P. and Haberfield: "A Comprehensive, Practical Approach For Wellbore Instability Management", SPE Drilling and Completion, December 2002, pp 224-235.
3. Salmay Salam P. And Finkbeimer Thomas: "A Poroelastic Analysis to Adress the Impact of Depletion Rate on Wellbore Stability in Open Horizontal Completions", paper SPE/ISRM 78228 presented at the SPE/ISRM Rock Mechanics Conference held in Irving, Texas, 20-23 October 2002, pp 1-7.
4. Dewhurst David V., Siggins Anthony F. and Raven Mark D.: "Influence of Pore Pressure, Composition and Microstructure on the Acoustic Properties of Shales", paper SPE/ISRM 78197 presented at the SPE/ISRM Rock Mechanics Conference held in Irving, Texas, 20-23 October 2002, pp 1-9.
5. Skomedal E., Jostad H. P. and Hettema M. H.: "Effect of Pore Pressure and Stess on Rock Mechanical Properties for HPHT Application", paper SPE/ISRM 78152 presented at the SPE/ISRM Rock Mechanics Conference held in Irving, Texas, 20-23 October 2002, pp 1-10.
6. Sayers Colin M., Hooyman Patrick J., Smirnov Nikolay, Fiume Giuseppe, Prince Antonio, Leon Mojarro Jose C., Terrazas Romero Martín and Marquez Gonzalez Oscar: "Pore Pressure Prediction for the Cocuite Field, Veracruz Basin", paper SPE 77360 presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition held in San Antonio, Texas, 29 September–2 October 2002, pp 1-5.
7. Richin Chhajlani, Ziqiong Zheng and Bruce MacArthur: "Utilization of Geomechanics for Medusa Field Development, Deepwater Gulf of Mexico", paper SPE 77779 presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition held in San Antonio, Texas, 29 September–2 October 2002, pp 1-12.
8. Caballero Hoyos José Marcelo Iván: "Predicción de Esfuerzos Horizontales a Partir de Eventos Geológicos", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Petrolera, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería), Universidad Autónoma de México, 2002.
9. Salinas Ortega Jorge: "Predicción de las Propiedades Poroelásticas", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Petrolera, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería), Universidad Autónoma de México, pendiente de presentar.
10. Montero Domínguez Ángel: "Simulación de Flujo Bifásico Durante la Perforación de Pozos Verticales considerando Influjos múltiples de Gas y Agua de Formación", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Petrolera, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería), Universidad Autónoma de México, pendiente de presentar.
11. Dulta N., Gelinsky S., Reese M. and Khan: "A New Petrophysically Constrained Prediction Method for the Deepwater Gulf of Mexico", paper SPE 71347 presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition held in New Orleans, Louisiana, 30 September–3 October 2001.
12. Finkbeiner T., Zoback M., Flemings P. And Stump: "Stress Pore Pressure and Dynamically constrained hydrocarbon columns in the South Eugene Island 330 field, northern Gulf of Mexico", AAPG Bulletin, Vol. 85, No.6, June 2001, pp 1007-1031.
13. Horsrud Per: "Estimating Mechanical Properties of shale From Empirical Correlations", SPE Drilling & Completion, June 2001, pp 68-73.

14. Gutiérrez Escobedo Gustavo: "Determinación de la Resistencia a la Compresión Uniaxial a partir de Registros", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Petrolera, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería), Universidad Autónoma de México, 2001.
15. Castillo D. A. and Moos D.: "Reservoir Geomechanics Applied to Drilling and Completion Programs in Challenging Formations: North West Shelf, Timor Sea, North Sea and Colombia", APPEA JOURNAL 2000, pp 509-521.
16. Khan M., Teufel L. W. And Zheng Z.: "Determining the Effect of Geological and Geomechanical Parameters on Reservoir Stress path through Numerical Simulation", paper SPE 63261 presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition held in Dallas, Texas, 1-4 October 2000, pp 843-853.
17. Draou A. And Osisanya S. O.: " New Methods for Estimating of Formation Pressures and Fracture Gradients from Well Logs", paper SPE 63263 presented at the SPE Annual Technical Conference and Exhibition held in Dallas, Texas, 1-4 October 2000, pp 865-875.
18. Smith J. R.: "Case History of Integrating Multisource data for Pore Pressure Prediction" IADC/SPE 59228 presented at the IADC/SPE Drilling Conference held in New Orleans, Louisiana, 23-25 February 2000.
19. Detormay E. And Atkinson C.: "Influence of Pore Pressure on the Drilling response in Low-Permeability Shear-Dilatant Rocks", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37, 2000, pp 1091-1101.
20. Sayers C. M., Johnson G. M. And Deyer G.: "Predrill Pore Pressure Prediction Using Seismic Data", IADC/SPE 59122 presented at the IADC/SPE Drilling Conference held in New Orleans, Louisiana, 23-25 February 2000.
21. Kenda W. P., Hobart S. And Doyle E. F.: "Real-time Geo-Pressure Analysis Reduce Drilling Costs", Oil & Gas Journal, 1 March 1999, pp 52-59.
22. Chen X. and Tan C. P.: " Effects of Induced Pore Pressure on Stability of Wellbores Drilling in Shales", SPE/ISRM 47297 presented at the SPE/ISRM Eurock'98 Conference held in Trondheim, Norway, 8-10 July 1998.
23. Edlmann K., Somerville J.M., Smart B. G. D., Hamilton S. A. and Crawford B. R.: "Predicting Rock Mechanical Properties from Wireline Porosities", SPE/ISRM 47344 presented at the SPE/ISRM Eurock'98 Conference held in Trondheim, Norway, 8-10 July 1998.
24. Vincke O., Longuemare P., Boutéca M., Deflandre J. P.: "Investigation of the Poromechanical behavior of Shales in the Elastic Domain", SPE/ISRM 47589 presented at the SPE/ISRM Eurock'98 Conference held in Trondheim, Norway, 8-10 July 1998.
25. Eaton B.A., Eaton T. L.: "Fracture Gradient Prediction for the New Generation", World Oil, October 1997, pp 93-100.
26. Yoshinaka R., Tran T. V., Osada M: "Pore Pressure Changes and Strength Mobilization of Soft Rocks in Consolidate-Undrained Cyclic Loading Triaxial Test", Int. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol. 34, No. 5, 1997, pp 715-726.
27. Holbrook P.: "Discussion of a New Simple Method To Estimate Fracture Pressure Gradients", SPE Drilling & Completion, 1997, pp 71-72.

28. Finkbeiner Thomas and Zoback Mark: "Relationships Among In-Situ Stress, Fractures and Faults, and Fluid Flow: Monterey Formations, Santa Maria Basin, California", AAPG Bulletin, V.81, No. 12, December 1997, pp 1975-1999.
29. Thomsen R. O., Lerche I: "A Simple Method for Estimating Excess Pressure over Horsts from Seismic Sections", Mathematical Geology, Vol. 28, No. 1, 1996, pp 17-24.
30. Yoshida C., Ikeda S., Eaton B. A.: "An Investigative Study of Recent Technologies Used Detection, and Evaluation of Abnormal Formation Pressure and Fracture Pressure in North and South America", IADC/SPE 36381, IADC/SPE Asia Pacific Drilling Techonology Conference held in Kusia Lumpur, Malaysia, 9-11 September 1996.
31. Rocha L.A. and Bourgoyne A.T.: " A New Simple Method to Estimate Fracture Pressure Gradient", SPE Drilling and Completion, September 1996, pp 153-159.
32. Bowers G.L.: "Pore Pressure Estimation From Velocity Data: **Accounting for Overpressure Mechanics Besides Undercompaction**", SPE Drilling and Completion, June 1995, pp 89-95.
33. Ward C.D., Coghil K. And Sheppard M.C.: "Brief: **Pore and Fracture-Pressure Determinations: Effective-Stress Approach**", JPT, Febraury 1995, pp 123-124.

Falta página

N° 126

BIBLIOGRAFÍA

- i. Wang H. F.: "Theory of Linear Poroelasticity with Applications to Geomechanics and Hydrogeology", Princeton University Press, 2000.
- ii. Mase G. Thomas and Mase George E.: "Continuum Mechanics for Engineers", CRC Press, Second Edition, 1999.
- iii. Aadnoy Bernt S.: "Modern Well Design", Balkena, 1996.
- iv. Ranson Robert C.: "Practical Formation Evaluation", John Wiley and Sons Inc., 1995.
- v. Fertl W. H., Chapman R. E. and Hotz R. F.: "Studies in Abnormal Pressure", Elsevier Sciences Publisher, Netherlands, 1994.
- vi. Fjaer E., Holt R. M., Horsrud P., Raaen A. and Risned R.: "Petroleum Related Rock Mechanics" Elsevier Sciences Publishers, Netherlands, 1992.
- vii. Lambe T. W. and Whitman R. V.: "Mecánica de Suelos", Ed. Noriega-Limusa, 1991.
- viii. Mouchet J. P. and Mitchell A.: "Abnormal Pressures While Drilling", Manuels Techniques 2, ELF Aquitaine Edition, Boussens, 1989.
- ix. Economides M. J., Watters L. T. and Norman S. D.: "Petroleum Well Construction", John Wiley and Sons, 1988.
- x. Bourgoyne Jr. A. T. and Young F. S.: "Applied Drilling Engineering" SPE Textbook Series, Vol. 2, 1984.
- xi. Jaeger J. C. and Cook N. G. W.: "Fundamentals of Rock Mechanics", Sciencies Paper Backs and Chapman-Hall Ltd, 1971.
- xii. Timoshenko S. P. and Goodier J. N.: "Theory of Elasticity", McGraw-Hill International Editions, 1970.

Apéndices

Relación de Constantes Poroelásticas de la Roca.

K	E	λ	μ	G	M
$\lambda + \frac{2}{3}G$	$\frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G}$		$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$		$\lambda + 2G$
	$9K \frac{K - \lambda}{3K - \lambda}$		$\frac{\lambda}{3K - \lambda}$	$\frac{3}{2}(K - \lambda)$	$3K - 2\lambda$
	$\frac{9KG}{3K + G}$	$K - \frac{2}{3}G$	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$		$K + \frac{4}{3}G$
$\frac{EG}{3(3G - E)}$		$G \frac{E - 2G}{3G - E}$	$\frac{E}{2G} - 1$		$G \frac{4G - E}{3G - E}$
		$3K \frac{3K - E}{9K - E}$	$\frac{3K - E}{6K}$	$\frac{3KE}{9K - E}$	$3K \frac{3K + E}{9K - E}$
$\lambda \frac{1 + \mu}{3\mu}$	$\lambda \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{\mu}$			$\lambda \frac{1 - 2\mu}{2\mu}$	$\lambda \frac{1 - \mu}{\mu}$
$G \frac{2(1 + \mu)}{3(1 - 2\mu)}$	$2G(1 + \mu)$	$G \frac{2\mu}{1 - 2\mu}$			$G \frac{2 - 2\mu}{1 - 2\mu}$
	$3K(1 - 2\mu)$	$3K \frac{\mu}{1 + \mu}$		$3K \frac{1 - 2\mu}{2 + 2\mu}$	$3K \frac{1 - \mu}{1 + \mu}$
$\frac{E}{3(1 - 2\mu)}$		$\frac{E\mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$		$\frac{E}{2 + 2\mu}$	$\frac{E(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$

Tabla A-1. Relación de Constantes de Poroelasticidad para un Material Isotrópico

Consideración especial en base a una solución de la ecuación general de segundo grado, para determinar los módulos de constantes de poroelasticidad tanto volumétrico, K y de corte o cizallamiento, G ; tenemos que:

$$K = (3\lambda + E) + \frac{1}{6} \sqrt{(3\lambda + E)^2 - 4\lambda E}$$

$$G = (E - 3\lambda) + \frac{1}{4} \sqrt{(E - 3\lambda)^2 + 8\lambda E}$$

Caso	α	B	M
Sólido incompresible $\left(\frac{K_{FR}}{K_s}\right) \ll 1; \frac{K_{FR}}{K_\phi} \ll 1$	1	$\frac{K_f}{\phi K_{FR} + K_f}$	$\frac{K_f}{\phi}$
Sólido incompresible y fluido infinitamente incompresible $(K_f \rightarrow \infty)$	1	1	∞
Fluido altamente compresible $\left(\frac{K_f}{K_{FR}} \ll 1\right)$	$1 - \frac{K_{FR}}{K_s}$	$\frac{\alpha K_f}{\phi K_{FR}}$	$\frac{K_f}{\phi}$
Fluido infinitamente compresible $(K_f = 0)$	$1 - \frac{K_{FR}}{K_s}$	K_{FR}	0

Tabla A-2. Constantes de Poelásticidad para Constitutivas para Altas Compresibilidades o Incompresibilidades

Propiedades poroelásticas de la roca estáticas y dinámicas.

Las propiedades obtenidas en el laboratorio de la deformación de una muestra sometida a determinados esfuerzos son las constantes poroelásticas estáticas. Las constantes poroelásticas dinámicas se determinan por la medición de las velocidades de propagación de una onda acústica en el material. El registro sónico proporciona la información necesaria para determinar estas constantes. En la tabla B se presentan las propiedades dinámicas poroelásticas determinadas a partir de las velocidades acústicas compresionales (v_p) y las de cizalla o de corte (v_s), las cuales son inversas a los tiempos de tránsito. Esta tabla representa una sinopsis de las propiedades poroelásticas de la formación, así como de las principales relaciones entre ellas.

		E, μ	K, G	λ, G	ρ, v_p, v_s
Módulo de Elasticidad	M	$\frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$	$K + \frac{4}{3}G$	$\lambda + 2G$	ρv_p^2
Módulo de Young	E		$\frac{9KG}{G+3K}$	$\frac{G(3\lambda+2G)}{\lambda+G}$	$\frac{\rho 3v_s^2(3v_p^2-4v_s^2)}{v_p^2-v_s^2}$
Relación de Poisson	μ		$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda+G)}$	$\frac{v_p^2-2v_s^2}{2(v_p^2-v_s^2)}$
Módulo Volumétrico	K	$\frac{E}{3(1-2\mu)}$		$\lambda + \frac{2}{3}G$	$\rho v_p^2 - \frac{4}{3}\rho v_s^2$
Módulos de Corte	G	$\frac{E}{2(1+\mu)}$			ρv_s^2
Constante de Lamé	λ	$\frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$	$K - \frac{2}{3}G$		
Velocidad Compresional	v_p^2	$\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}$	$\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}$	$\frac{\lambda + 2G}{\rho}$	
Velocidad de Cizalla	v_s^2	$\frac{E}{2\rho(1+\mu)}$	$\frac{G}{\rho}$	$\frac{G}{\rho}$	

Tabla B. Propiedades poroelásticas dinámicas de la roca

Falta página

N° 132

Determinación de los módulos de poroelasticidad de diferentes materiales en función de ρ , v_p y v_s .

En (Gpa) los Módulos de Poroelasticidad:

$$M = (304.87)^2 \rho \left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 \quad \text{(Módulo de Elasticidad)}$$

$$G = (304.87)^2 \rho \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \quad \text{(Módulo de Corte o Cizalla)}$$

$$K = (304.87)^2 \rho \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \frac{4}{3} \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right] \quad \text{(Módulo Volumétrico)}$$

$$\mu = \frac{0.5 \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right]}{\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2} \quad \text{(Relación de Poisson)}$$

$$E = (304.87)^2 \frac{\rho \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \left[3 \left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 4 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right]}{\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2} \quad \text{(Módulo de Young)}$$

$$\lambda = (304.87)^2 \rho \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right] \quad \text{(Módulo de Lamé)}$$

Donde:

$$\rho_b = \text{densidad volumétrica, } \frac{gr}{cm^3}$$

$$\Delta t_p = \text{Tiempo de tránsito compresional, } \frac{\mu seg}{pie}$$

$$\Delta t_s = \text{Tiempo de tránsito cizallamiento, } \frac{\mu seg}{pie}$$

Mineral	Densidad	TpoTransito	TpoTransito	M	G	K	u	E	
	P ₀ gr/cc	ΔTc (μseg/pe)	ΔTs (μseg/pe)	f(ΔTc) (Cpa)	f(ΔTs) (Cpa)	f(ΔTc,ΔTs) (Cpa)	f(ΔTc,ΔTs) radiant	f(ΔTc,ΔTs) (Cpa)	f(ΔTc,ΔTs) (Cpa)
Olivenes									
Forsterite	3,32	35,69	60,47	242,27	84,38	129,76	0,23	208,05	73,51
"Olivine"	3,32	36,07	62,07	237,19	80,08	130,41	0,25	199,43	77,02
Garnets									
Almandine	4,18	35,81	63,90	302,88	95,16	176,00	0,27	241,89	112,56
Zircon	4,56	95,84	146,53	46,14	19,74	19,82	0,13	44,46	6,66
Epidotes									
Epidotes	3,40	41,02	71,88	187,80	61,16	106,26	0,26	153,94	65,49
Dravite	3,05	36,99	60,00	207,20	78,75	102,20	0,19	187,98	49,70
Pyroxenes									
Diopside	3,31	39,58	69,43	196,36	63,83	111,26	0,26	160,74	68,71
Augite	3,26	42,21	72,92	170,03	56,99	94,04	0,25	142,24	56,05
	3,26	81,49	112,05	45,62	24,13	13,45	-0,06	45,30	-2,64
Shett silicates									
Muscovite	2,79	47,18	79,37	116,50	41,16	61,61	0,23	101,00	34,17
	2,79	59,76	108,08	72,61	22,20	43,01	0,28	56,82	28,21
	2,79	52,73	91,53	93,26	30,96	51,99	0,25	77,49	31,35
Phlogopite	2,80	48,15	80,42	112,26	40,24	58,60	0,22	98,24	31,77
	2,80	66,84	139,17	58,25	13,44	40,34	0,35	36,28	31,38
Biotite	3,05	49,40	81,71	116,17	42,46	59,56	0,21	102,92	31,26
	3,05	70,07	150,88	57,75	12,45	41,14	0,36	33,93	32,84
Clays									
Kaolinite	1,58	211,66	327,73	3,28	1,37	1,46	0,14	3,12	0,54
"Gulf clays" (Han) ^a	2,55	80,00	162,12	37,04	9,02	25,01	0,34	24,15	19,00
"Gulf clays" (Tosaya) ^a	2,60	89,38	185,84	30,25	7,00	20,92	0,35	18,89	16,26
Mixed clays ^a									
Montmorillonite- illite mixture ^a									
Illite ^a									
Framework silicates									
Perthite	2,54	54,92	99,93	78,28	23,64	46,76	0,28	60,70	31,00
Plagioclase Feldspar (Albite)	2,63	47,18	97,69	109,82	25,62	75,66	0,35	69,05	58,58
"Average" feldspar	2,62	65,13	127,53	57,42	14,97	37,45	0,32	39,64	27,47
Quartz	2,65	50,38	74,52	97,05	44,35	37,91	0,08	95,73	8,34
	2,65	50,46	73,98	96,73	45,01	36,72	0,06	95,86	6,72
	2,65	50,29	73,44	97,37	45,67	36,49	0,06	96,67	6,04
	2,65	50,38	74,52	97,05	44,35	37,91	0,08	95,73	8,34
Quartz with clay (Han)	2,65	54,52	86,59	82,85	32,85	39,05	0,17	76,97	17,15
Oxides									
Corundum	3,99	28,12	47,85	469,11	161,99	253,12	0,24	400,53	145,12
Hematite	5,24	46,32	86,83	227,00	64,59	140,88	0,30	168,09	97,81
	5,24	43,48	79,37	257,64	77,31	154,56	0,29	198,79	103,02
Rutile	4,26	33,09	60,47	361,55	108,27	217,19	0,29	278,53	145,01
Spinel	3,63	30,69	53,94	358,14	115,94	203,54	0,26	292,32	126,25
Magnetite	5,20	41,30	72,74	283,37	91,34	161,58	0,26	230,58	100,69
	4,81	72,92	154,71	84,09	18,68	59,19	0,36	50,70	46,73
Hidroxides									
Limonite	3,55	56,86	102,62	102,05	31,33	60,27	0,28	80,11	39,38
Sulfides									
Pyrite	4,93	37,63	58,84	323,64	132,36	147,16	0,15	305,49	58,92
	4,81	39,58	63,76	285,34	109,96	138,73	0,19	260,94	65,42
Pyrrhotite	4,55	64,99	110,43	100,14	34,68	53,90	0,24	85,67	30,78
Sphalerite	4,08	56,65	108,46	118,16	32,23	75,18	0,31	84,61	53,69
Sulfates									
Barite	4,51	69,74	132,52	86,17	23,87	54,35	0,31	62,47	38,43
	4,43	67,88	134,27	89,36	22,84	58,91	0,33	60,68	43,68
	4,50	71,05	137,29	82,86	22,19	53,28	0,32	58,45	38,48
Celestite	3,96	57,72	130,81	110,46	21,51	81,78	0,38	59,33	67,44
	3,95	60,71	168,39	99,60	12,95	82,33	0,43	36,91	73,70
Anhydrite	2,98	54,04	97,38	94,85	29,21	55,90	0,28	74,63	36,42
	2,96	50,71	90,44	106,98	33,64	62,13	0,27	85,48	39,70
Gypsum	2,35								
Poyhalite	2,78								

Mineral	Densidad	TpoTransito	TpoTransito	M	G	K	J	E	L	
	ρ_b gr/cc	ΔT_c ($\mu\text{seg/psf}$)	ΔT_s ($\mu\text{seg/psf}$)	$f(\Delta T_c)$ (Gpa)	$f(\Delta T_s)$ (Gpa)	$f(\Delta T_c \Delta T_s)$ (Gpa)	$f(\Delta T_c \Delta T_s)$ (psfm)	$f(\Delta T_c \Delta T_s)$ (Gpa)	$f(\Delta T_c \Delta T_s)$ (Gpa)	
Carbonates	Calcite	2,71	45,90	88,60	119,55	32,09	76,77	0,32	84,49	55,38
		2,70	48,69	89,12	105,87	31,60	63,73	0,29	81,35	42,67
		2,71	48,07	93,21	108,99	28,99	70,33	0,32	76,47	51,00
		2,71	46,67	90,71	115,62	30,61	74,81	0,32	80,81	54,40
		2,71	48,69	94,07	106,26	28,46	68,31	0,32	74,98	49,33
	Siderite	3,96	43,79	84,90	191,94	51,07	123,85	0,32	134,68	89,80
	Dolomite	2,87	41,52	76,97	154,71	45,03	94,67	0,29	116,60	64,65
		2,88	43,98	72,05	138,39	51,56	69,64	0,20	124,06	35,27
		2,87	43,23	73,27	142,73	49,69	76,47	0,23	122,54	43,34
	Aragonite	2,92	53,01	83,73	96,60	38,71	44,98	0,17	90,24	19,18
Natronite	2,54	49,88	86,34	94,88	31,67	52,65	0,25	79,14	31,54	
Phospnates	Hydroxyapatite	3,22	42,63	70,23	164,71	60,68	83,79	0,21	146,65	43,34
	Fluorapatite	3,21	44,82	80,00	148,51	46,62	86,35	0,27	118,53	55,27
Halides	Fluorite	3,18	45,63	84,19	141,98	41,70	86,38	0,29	107,75	58,59
		2,16	66,99	115,89	44,74	14,95	24,81	0,25	37,35	14,84
	Halite	2,16	67,73	117,68	43,76	14,50	24,43	0,25	36,31	14,77
		Sylvite	1,99	78,55	139,81	29,97	9,46	17,36	0,27	24,02
Organic	Kerogen	1,30	135,46	210,20	6,58	2,73	2,94	0,14	6,26	1,12
Zeolites	Narolite	2,25	49,88	86,34	84,04	28,05	46,64	0,25	70,10	27,94

En (*psi*) los Módulos de Poroelasticidad:

$$M = (1.34E + 06)\rho \left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 \quad \text{(Módulo de Elasticidad)}$$

$$G = (1.34E + 06)\rho \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \quad \text{(Módulo de Corte o Cizalla)}$$

$$K = (1.34E + 06)\rho \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \frac{4}{3} \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right] \quad \text{(Módulo Volumétrico)}$$

$$\mu = \frac{0.5 \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right]}{\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2} \quad \text{(Relación de Poisson)}$$

$$E = (1.34E + 06) \frac{\rho \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \left[3 \left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 4 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right]}{\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2} \quad \text{(Relación de Poisson)}$$

$$\lambda = (1.34E + 06)\rho \left[\left(\frac{1}{\Delta t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{1}{\Delta t_s} \right)^2 \right] \quad \text{(Módulo de Lamé)}$$

Donde:

$$\rho_b = \text{densidad volumétrica, } \frac{gr}{cm^3}$$

$$\Delta t_p = \text{Tiempo de tránsito compresional, } \frac{\mu seg}{pie}$$

$$\Delta t_s = \text{Tiempo de tránsito cizallamiento, } \frac{\mu seg}{pie}$$

Mineral	Densidad Pb gr/cc	TpoTránsito ΔTc (μseg/psi)	TpoTránsito ΔTs (μseg/psi)	M f(ΔTc) (psi)	G f(ΔTs) (psi)	K f(ΔTc, ΔTs) (psi)	μ f(ΔTc, ΔTs) (adim)	E f(ΔTc, ΔTs) (psi)	λ f(ΔTc, ΔTs) (psi)
Olivenes									
Forsterite	3,32	35,69	60,47	34927788,15	12165120,52	18707627,46	0,23	29993919,82	10597547,12
"Olivine"	3,32	36,07	62,07	34195484,45	11545648,38	18801286,60	0,25	28751604,69	11104187,68
Garnets									
Almandine	4,18	35,81	63,90	43666930,11	13719247,75	25374599,78	0,27	34872857,62	16228434,61
Zircon	4,56	95,84	146,53	6651756,49	2845828,81	2857318,07	0,13	6409558,02	960098,87
Epidotes									
Epidotes	3,40	41,02	71,88	27075332,81	8817143,10	15319142,01	0,26	22193503,75	9441046,61
Dravite	3,05	36,99	60,00	29872496,70	11353885,84	14733982,26	0,19	27100513,15	7164725,03
Pyroxenes									
Diopside	3,31	39,58	69,43	28309141,76	9201831,86	16040032,62	0,26	23174013,07	9905478,04
Augite	3,26	42,21	72,92	24513721,87	8216510,65	13558374,33	0,25	20507041,18	8080700,56
	3,26	81,49	112,05	6577760,61	3479146,11	1938899,13	-0,06	6531028,66	-380531,61
Shett silicates									
Muscovite	2,79	47,18	79,37	16795250,99	5934496,95	8882588,39	0,23	14560782,85	4926257,09
	2,79	59,76	108,08	10467954,22	3200513,62	6200602,73	0,28	8192064,26	4066926,99
	2,79	52,73	91,53	13445505,64	4462825,74	7495071,32	0,25	11171230,94	4519854,16
Phlogopite	2,80	48,15	80,42	16183882,27	5801679,19	8448310,02	0,22	14163001,06	4580523,89
	2,80	66,84	139,17	8398562,84	1937151,20	5815694,57	0,35	5230689,68	4524260,43
Biotite	3,05	49,40	81,71	16748943,85	6121174,52	8587377,81	0,21	14837969,30	4506594,80
	3,05	70,07	150,88	8325217,96	1795228,93	5931579,39	0,36	4892141,25	4734760,11
Clays									
Kaolinite	1,58	211,66	327,73	472606,11	197124,34	209773,66	0,14	450318,29	78357,44
"Gulf clays" (Han)*	2,55	80,00	162,12	5339583,61	1300089,16	3606131,39	0,34	3481840,91	2739405,28
"Gulf clays" (Tosaya)*	2,60	89,38	185,84	4361133,34	1008737,82	3016149,58	0,35	2722683,64	2343657,70
Mixed clays*									
Montmorillonite-illite mixture*									
Illite*									
Framework silicates									
Perthite	2,54	54,92	99,93	11285919,34	3408400,77	6741384,98	0,28	8750474,48	4469117,80
Plagioclase Feldspar (Albite)	2,63	47,18	97,69	15832082,48	3693024,56	10908049,73	0,35	9955557,30	8446033,36
"Average" feldspar	2,62	65,13	127,53	8277710,94	2158809,66	5399298,06	0,32	5714779,30	3960091,62
Quartz	2,65	50,38	74,52	13991809,46	6394546,49	5465747,48	0,08	13801408,40	1202716,48
	2,65	50,46	73,98	13945593,77	6488698,05	5293996,37	0,06	13819883,73	968197,66
	2,65	50,29	73,44	14038101,60	6583537,69	5260051,34	0,06	13936326,82	871026,22
	2,65	50,38	74,52	13991809,46	6394546,49	5465747,48	0,08	13801408,40	1202716,48
Quartz with clay (Han)	2,65	54,52	86,59	11945016,36	4736400,96	5629815,08	0,17	11097163,62	2472214,45
Oxides									
Corundum	3,99	28,12	47,85	67631453,20	23354416,41	36492231,31	0,24	57744702,07	20922620,37
Hematite	5,24	46,32	86,83	32726558,18	9312424,81	20309991,77	0,30	24233474,91	14101708,56
	5,24	43,48	79,37	37143650,31	11145793,56	22282592,24	0,29	28658959,32	14852063,20
Rutile	4,26	33,09	60,47	52125006,08	15609461,87	31312390,26	0,29	40155739,61	20906082,34
Spinel	3,63	30,69	53,94	51632408,15	16715554,19	29345002,57	0,26	42144516,89	18201299,77
Magnetite	5,20	41,30	72,74	40853881,65	13168874,19	23295382,72	0,26	33242609,55	14516133,26
	4,81	72,92	154,71	12123133,82	2692742,27	8532810,79	0,36	7309344,53	6737649,28
Hidroxides									
Limonite	3,55	56,86	102,62	14712117,73	4517087,58	8689334,29	0,28	11549887,57	5677942,57
Sulfides									
Pyrite	4,93	37,63	58,84	46658869,94	19081991,49	21216214,62	0,15	44042072,52	8494886,96
	4,81	39,58	63,76	41138057,97	15853243,44	20000400,05	0,19	37619956,90	9431571,08
Pyrrhotite	4,55	64,99	110,43	14436913,06	4999733,09	7770602,28	0,24	12350385,63	4437446,89
Sphalerite	4,08	56,65	108,46	17034993,55	4647186,07	10838745,46	0,31	12198203,84	7740621,41
Sulfates									
Bante	4,51	69,74	132,52	12423863,61	3441513,46	7835178,99	0,31	9005952,86	5540836,68
	4,43	67,88	134,27	12882900,94	3292855,70	8492426,67	0,33	8747926,07	6297189,53
	4,50	71,05	137,29	11946600,95	3199158,24	7681056,63	0,32	8427462,66	5548284,47
Celestite	3,96	57,72	130,81	15925031,14	3101160,81	11790150,06	0,38	8553537,36	9722709,52
	3,95	60,71	168,39	14358920,44	1866687,01	11870004,43	0,43	5321126,08	10625546,42
Anhydrite	2,98	54,04	97,38	13673878,96	4211358,36	8058734,48	0,28	10759781,74	5251162,25
	2,96	50,71	90,44	15422611,34	4849185,21	8957031,06	0,27	12323622,07	5724240,92
Gypsum	2,35								
Poyhalite	2,78								

Mineral	Densidad Pb gr/cc	TpoTránsito ΔTc (μseg/pie)	TpoTránsito ΔTs (μseg/pie)	M f(ΔTc) (psi)	G f(ΔTs) (psi)	K f(ΔTc,ΔTs) (psi)	μ H(ΔTc,ΔTs) (adim)	E f(ΔTc,ΔTs) (psi)	λ f(ΔTc,ΔTs) (psi)	
Carbonates	Calcite	2,71	45,90	88,60	17235453,25	4625976,64	11067484,40	0,32	12180820,63	7983499,97
		2,70	48,69	89,12	15262641,02	4555470,47	9188680,40	0,29	11728241,92	6151700,09
		2,71	48,07	93,21	15713215,47	4180055,57	10139808,04	0,32	11025155,67	7353104,33
		2,71	46,67	90,71	16669129,19	4413316,81	10784706,77	0,32	11650715,50	7842495,56
		2,71	48,69	94,07	15319169,32	4103709,13	9847557,15	0,32	10809590,37	7111751,06
	Siderite	3,96	43,79	84,90	27671386,75	7362093,73	17855261,78	0,32	19417531,27	12947199,29
		2,87	41,52	76,97	22304437,53	6492164,68	13648217,95	0,29	16810956,80	9320108,16
	Dolomite	2,88	43,98	72,05	19951530,49	7433450,98	10040262,52	0,20	17886241,85	5084628,53
		2,87	43,23	73,27	20576778,84	7164498,85	11024113,71	0,23	17666403,48	6247781,15
	Aragonite	2,92	53,01	83,73	13926301,71	5580882,49	6485125,07	0,17	13010510,29	2764536,74
Natronite	2,54	49,88	86,34	13678340,05	4565626,57	7590837,96	0,25	11409422,07	4547066,92	
Phospnates	Hydroxyapatite	3,22	42,63	70,23	23745713,00	8748882,62	12080536,17	0,21	21142706,22	6247947,76
	Fluorapatite	3,21	44,82	80,00	21411156,06	6721593,48	12449031,42	0,27	17089139,58	7967969,10
Halides	Fluorite	3,18	45,63	84,19	20469031,96	6011204,74	12454092,31	0,29	15534304,89	8446622,48
		2,16	66,99	115,89	6450506,30	2155174,83	3576939,85	0,25	5384169,41	2140156,63
	Halite	2,16	67,73	117,68	6309515,88	2090116,72	3522693,59	0,25	5234992,34	2129282,45
		1,99	78,55	139,81	4321492,73	1364216,58	2502537,29	0,27	3463325,05	1593059,57
Organic	Kerogen	1,30	135,46	210,20	949348,45	394272,62	423651,63	0,14	902764,41	160803,22
Zeolites	Narolite	2,25	49,88	86,34	12116639,81	4044354,24	6724167,49	0,25	10106771,52	4027931,32

Nota. Factores de conversión utilizados:

$$1 \text{ seg} = 1\text{E}+06 \text{ } \mu\text{seg}$$

$$1 \text{ km} = 1\text{E}+03 \text{ m}$$

$$1 \text{ m} = 3.281 \text{ pies}$$

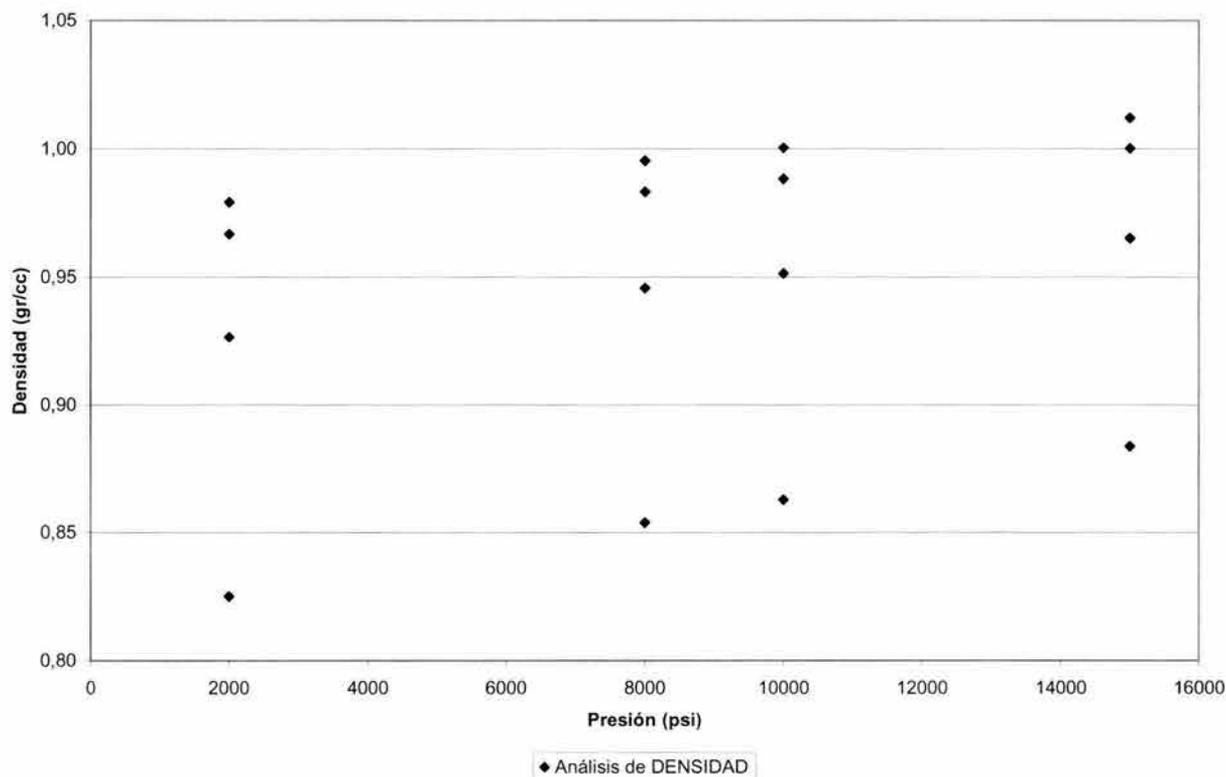
$$1 \text{ GPa} = 145,037.8 \text{ psi}$$

$$1 \text{ MPa} = 145.0378 \text{ psi}$$

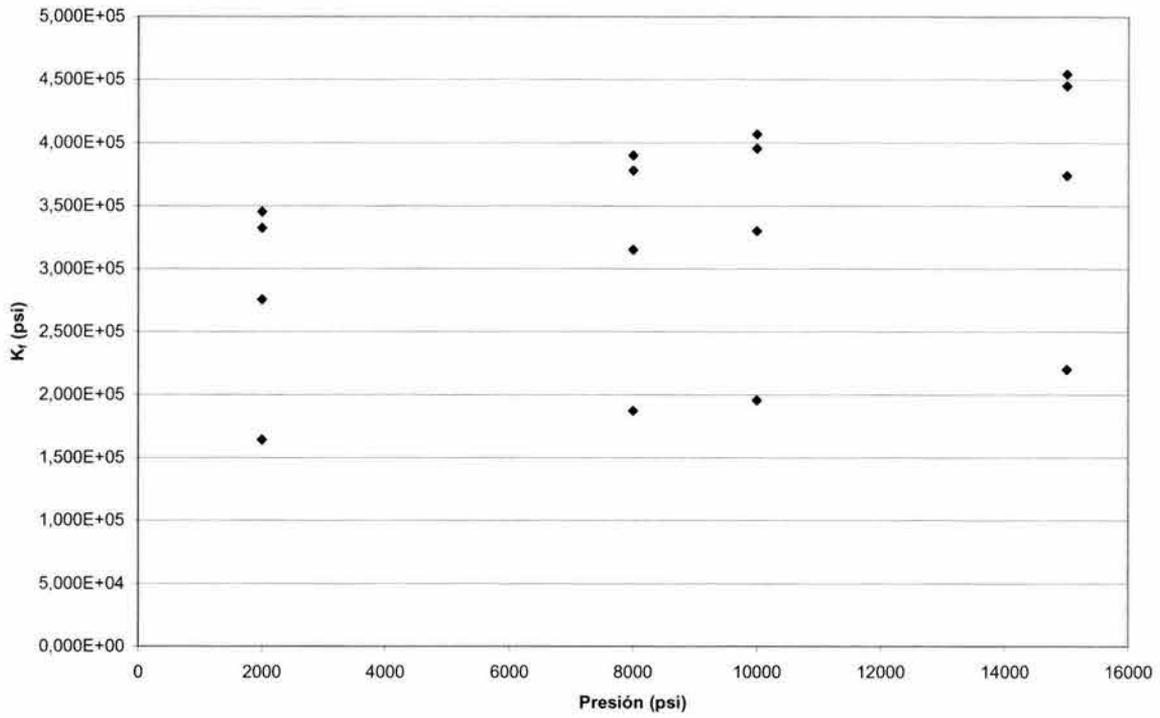
Determinación de la densidad del agua pura:

Presión P (psi)	Presión P (Mpa)	Temperatura T (°C)	Dens. Agua Pura ρ_w (gr/cc)	$\left(\frac{\partial \rho_w}{\partial p}\right)_T$ (gr/cc/Mpa)	$\left(\frac{\partial p}{\partial \rho_w}\right)_T$ Mpa/(gr/cc)	Dens. Vol. Flui. K (Mpa)	Dens. Vol. Flui. K (psi)	Comp. Flui. C _o (psi)	Dens. Vol. Flui. K (Gpa)
2000	13,79	80	0,98	4,111E-04	2,432E+03	2,382E+03	3,453E+05	2,896E-06	2,38
2000		100	0,97	4,213E-04	2,374E+03	2,294E+03	3,327E+05	3,006E-06	2,29
2000		150	0,93	4,877E-04	2,051E+03	1,900E+03	2,755E+05	3,630E-06	1,90
2000		240	0,83	7,285E-04	1,373E+03	1,133E+03	1,642E+05	6,089E-06	1,13
8000	55,17	80	1,00	3,703E-04	2,700E+03	2,688E+03	3,897E+05	2,566E-06	2,69
8000		100	0,98	3,772E-04	2,651E+03	2,607E+03	3,780E+05	2,646E-06	2,61
8000		150	0,95	4,353E-04	2,297E+03	2,172E+03	3,150E+05	3,175E-06	2,17
8000		240	0,85	6,612E-04	1,512E+03	1,291E+03	1,873E+05	5,340E-06	1,29
10000	68,97	80	1,00	3,567E-04	2,803E+03	2,804E+03	4,066E+05	2,460E-06	2,80
10000		100	0,99	3,625E-04	2,759E+03	2,726E+03	3,953E+05	2,530E-06	2,73
10000		150	0,95	4,178E-04	2,393E+03	2,277E+03	3,302E+05	3,028E-06	2,28
10000		240	0,86	6,388E-04	1,566E+03	1,351E+03	1,959E+05	5,105E-06	1,35
15000	103,45	80	1,01	3,227E-04	3,098E+03	3,136E+03	4,547E+05	2,199E-06	3,14
15000		100	1,00	3,257E-04	3,070E+03	3,071E+03	4,452E+05	2,246E-06	3,07
15000		150	0,97	3,742E-04	2,673E+03	2,579E+03	3,740E+05	2,674E-06	2,58
15000		240	0,88	5,827E-04	1,716E+03	1,517E+03	2,200E+05	4,546E-06	1,52

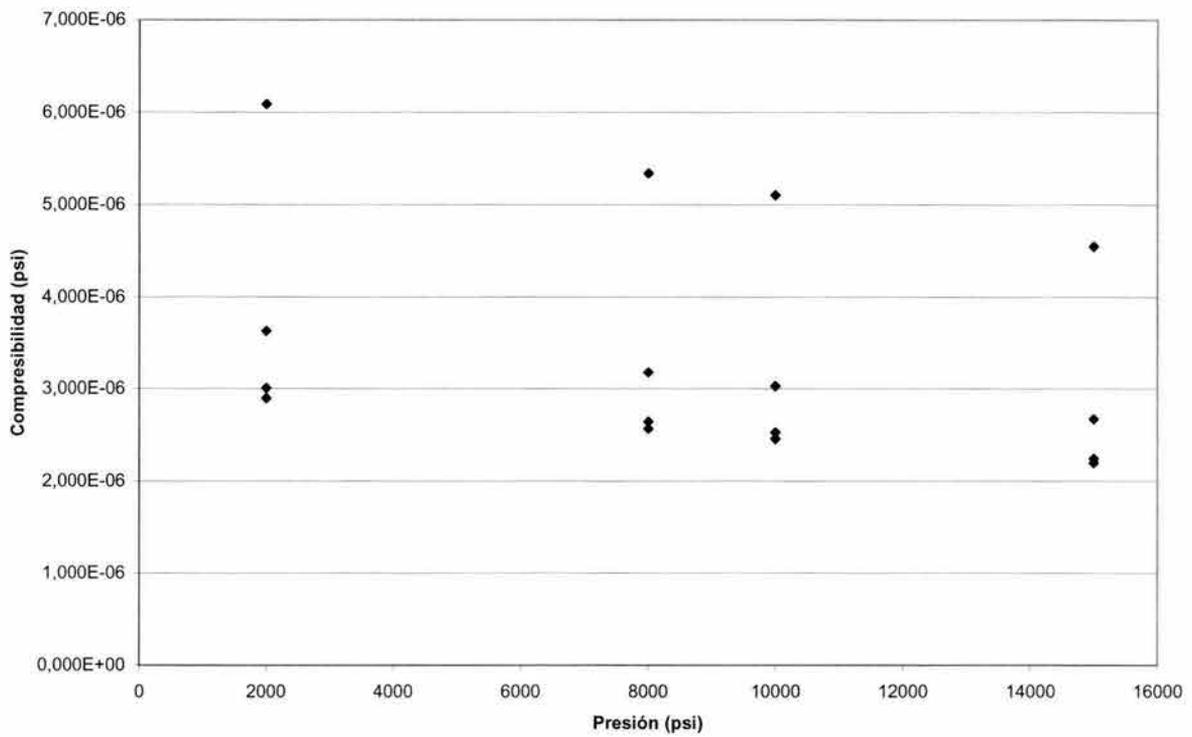
Análisis de DENSIDAD



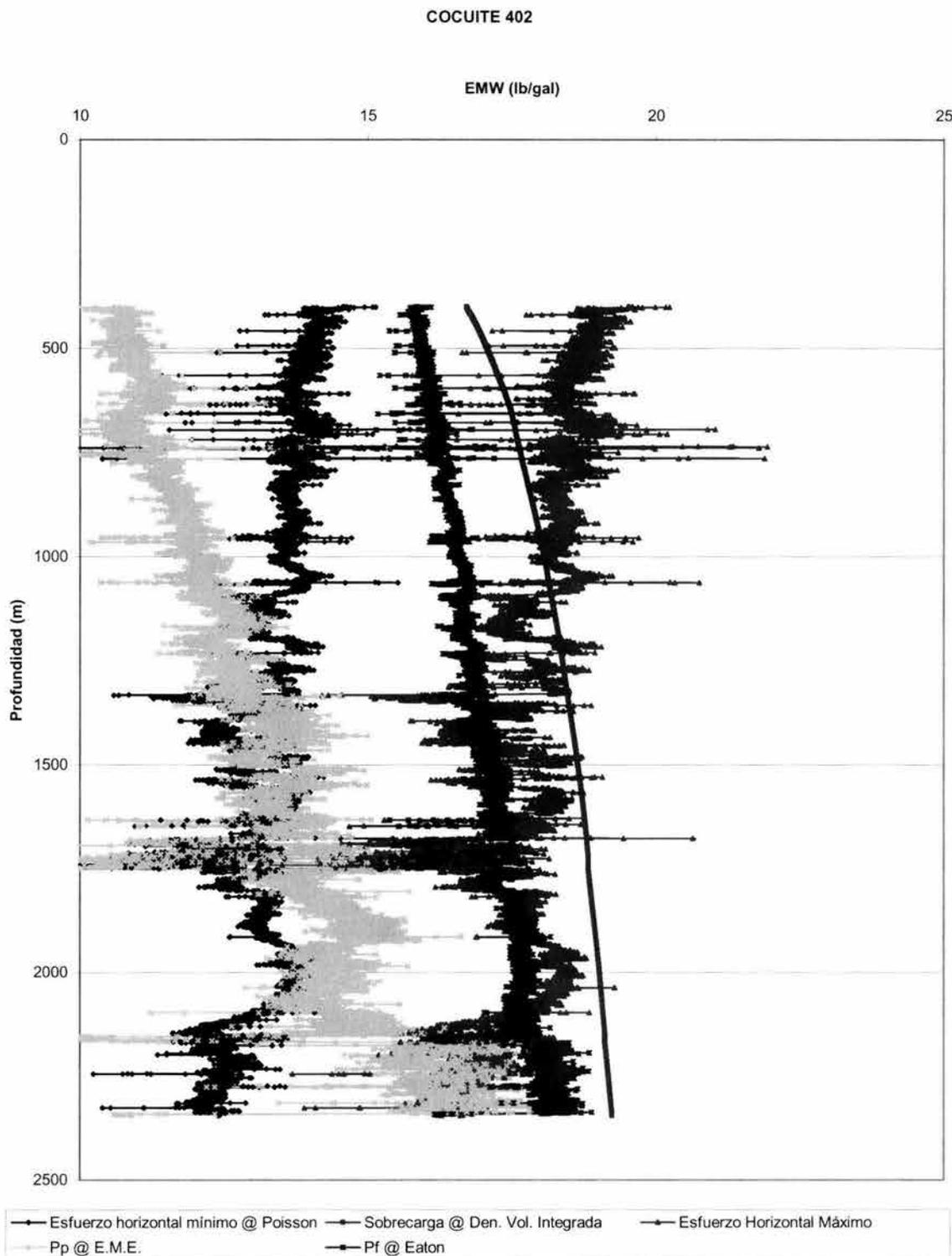
Análisis Modulo Volumétrico del Fluido



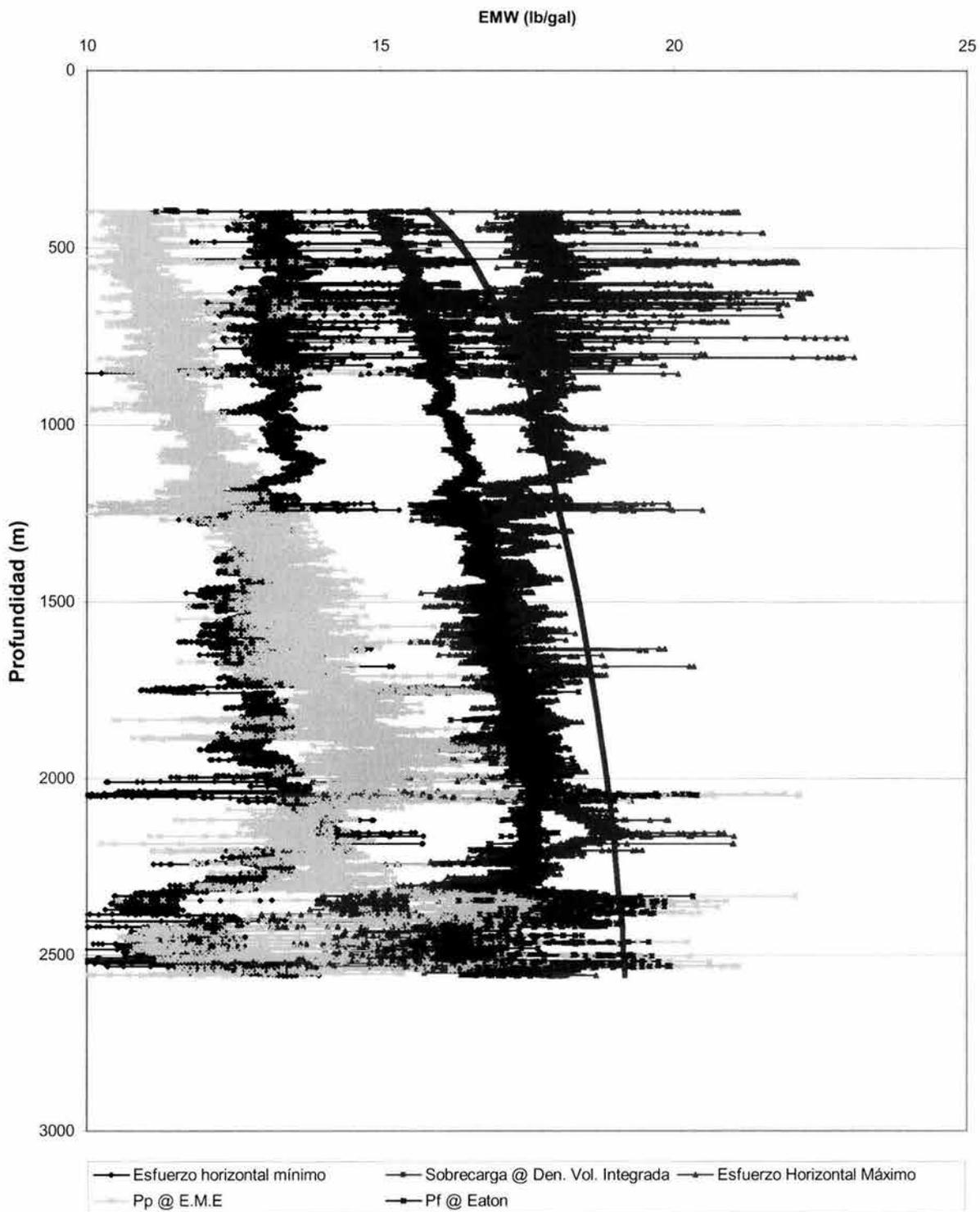
Análisis de Compresibilidad del Fluido



Perfiles de Geopresiones de los pozos: Cocuite 402, Playuela 1, Cocuite 201, Camaronero 1-A y Cuatas 1; aplicando la metodología descrita en el capítulo III.



PLAYUELA 1



Zonas Críticas Analizadas para los Pozos Cocuite 402 y Playuela 1:

Intervalo de 1000 a 1350 m

Se presentaron frecuentes problemas de resistencias durante la perforación, debido a la reducción del agujero en agujero en una columna compuesta principalmente por lutitas.

Intervalo de 1600 a 1800 m

Corresponde a un cuerpo constituido principalmente por arenas y areniscas en donde se presentaron gasificaciones y flujos de agua congénita.

Intervalo de 2100 a 2600 m

Esta zona es la más crítica, ya que en ella se presentaron manifestaciones de gas, resistencias, pegaduras y atropamientos de tubería. Las manifestaciones de gas provinieron de la cima de un horizonte arenoso en el intervalo 2300 a 2500 m.

Intervalo de 2600 a 3000 m

Está constituido por arenas y areniscas con intercalaciones de lutitas, se considera más problemático que el anterior. Y se observa que los problemas de manifestaciones de gas y pérdidas de circulación se presentaron en otro horizonte arenoso situado en el intervalo de 2700 a 3000 m.

Intervalo de 3300 a 3500 m

Dicho intervalo esta constituido principalmente por arenas.

Cocuite 201:

Intervalo de 400 a 700 m:

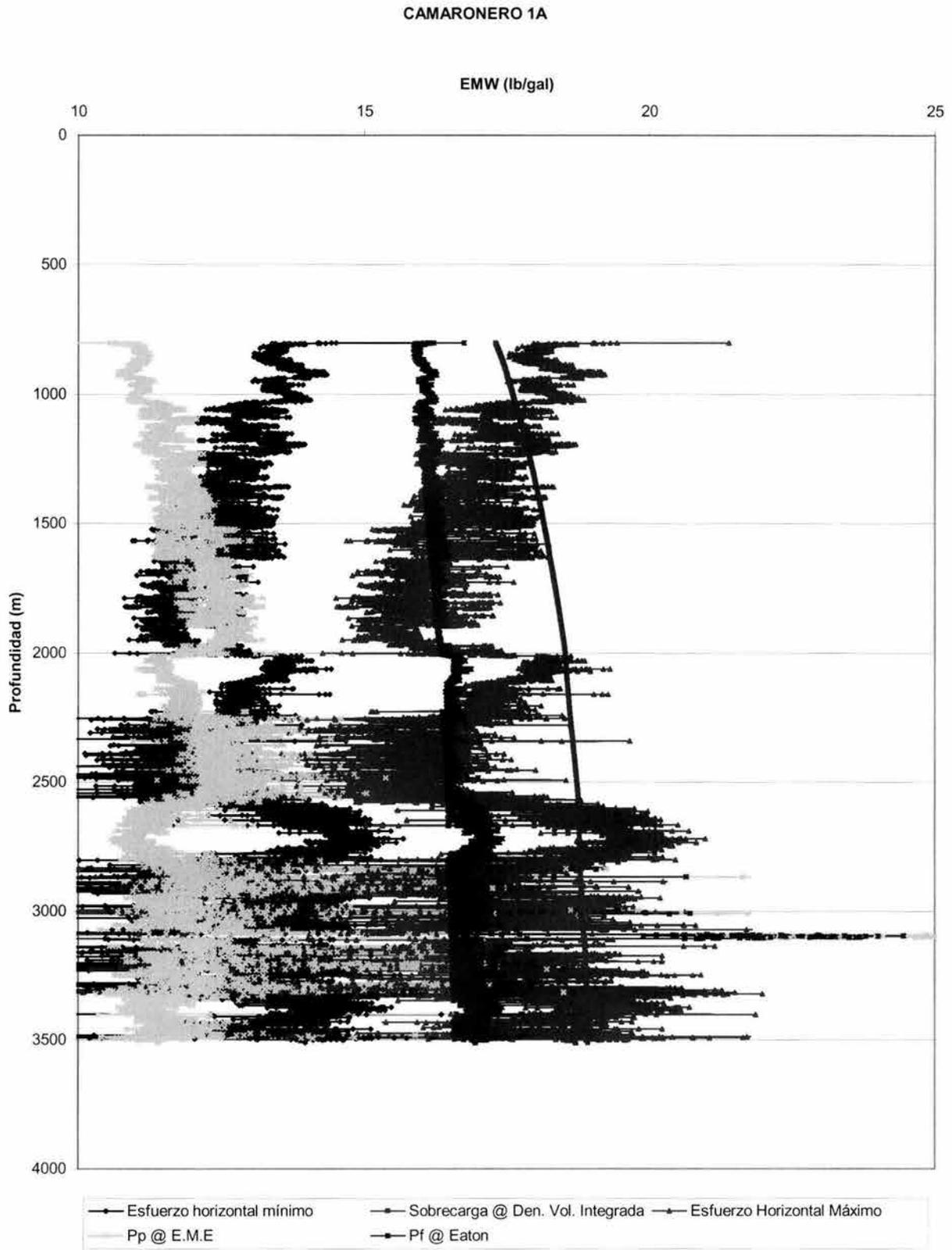
El perfil de presión de poro indica una variación dada en densidad equivalente de 8.51 a 9.43 ppg, indicando una zona con gradiente normal.

Intervalo de 700 a 1600 m:

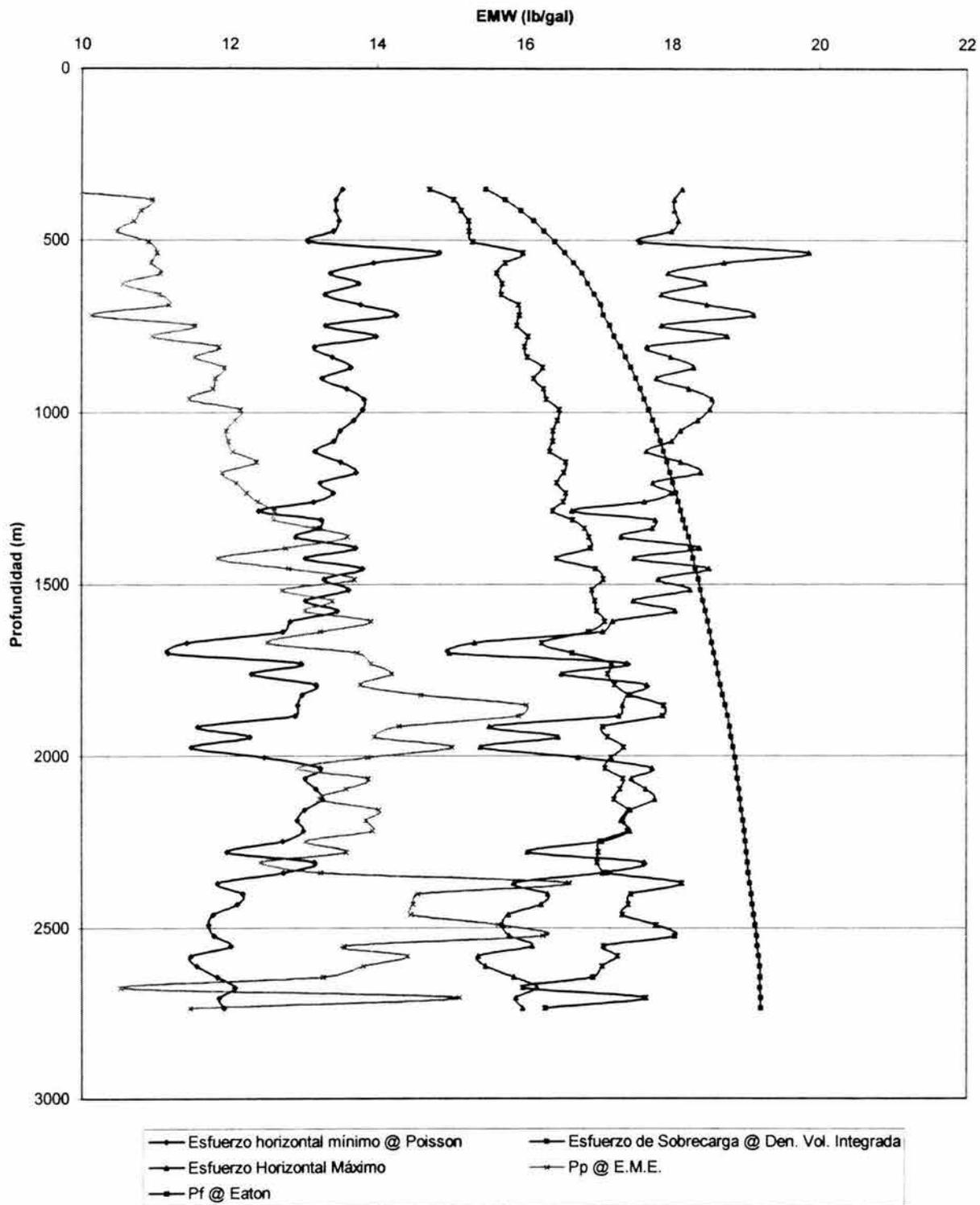
El gradiente de poro presenta valores muy irregulares, en el que se tiene desde 6.01 hasta 10.52 ppg, finalizando a 1600 m con 10.01 ppg; indicando que es una zona de presiones anormales. Este intervalo contiene una zona crítica entre 1000 y 1350 m compuesta principalmente por arenas y areniscas.

Intervalo de 1600 a 2300 m:

El gradiente de presión de poro presenta variaciones muy notables, desde un valor mínimo de 7.51 ppg a la profundidad de 1750 m, hasta un valor máximo de 12.52 ppg a 1950 m; la profundidad de 2300 m corresponde a un gradiente de 10.85 ppg. Este intervalo contiene una zona crítica con problemas, como son manifestaciones de gas, pérdidas de circulación y atropamientos de tuberías, y se encuentra de 2100 a 2600 m y está compuesta por arenas y areniscas con intercalaciones de lutitas.



CUATAS 1



Falta página

N° 148

Determinación de la ecuación (III.52) para determinar el Esfuerzo Horizontal Máximo, σ_H

Si:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (F.1)$$

tal que;

$$C_{ijkl} = C_{jikl} = C_{ijlk} \quad (F.2)$$

entonces;

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) + \beta(\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk}) \quad (F.3)$$

Sustituyendo (F.3) en (F.1), se obtiene:

$$\sigma_{ij} = [\lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) + \beta(\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk})] \varepsilon_{kl} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (F.4)$$

considerando:

$$\beta(\delta_{ik} \delta_{jm} - \delta_{im} \delta_{jk}) = \beta(\delta_{jk} \delta_{im} - \delta_{jm} \delta_{ik}) \quad (F.5)$$

$$\text{Donde: } \beta = -\beta \quad \Rightarrow \quad \beta = 0$$

Por lo tanto, la ecuación (F.4) se reduce a:

$$\sigma_{ij} = (\lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G \delta_{ik} \delta_{jl} + G \delta_{il} \delta_{jk}) \varepsilon_{kl} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (F.5)$$

Tomando en cuenta la propiedad de δ_{ij} y la identidad de $\varepsilon - \delta$, siendo:

$$\varepsilon_{miq} \cdot \varepsilon_{jkq} = \delta_{mj} \delta_{ik} - \delta_{mk} \delta_{ij} \quad (F.5a)$$

y considerando;

$$\varepsilon_{ii} = \frac{1-2\mu}{E} \sigma_{ii} = \frac{\pm(1-2\mu)}{E} p_p = \frac{\pm p_p}{K} \quad (F.5b)$$

Si tomamos en consideración, que:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{E} [(1+\mu)\sigma_{ij} - \mu \delta_{ij} \sigma_{kk}] \quad (F.5c)$$

Finamente se tiene;

$$\sigma_{ij} = 2G \varepsilon_{ij} + \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} - \alpha p_p \delta_{ij} \quad (F.6)$$

Utilizando la ecuación del módulo de Lamé, λ ; en función de los módulos poroelásticos, tanto volumétrico, K ; como de la relación de Poisson, μ :

$$\lambda = 3K \frac{\mu}{1 + \mu} \quad (\text{F.7})$$

Tal que, sustituyendo (F.7) en (F.6); tenemos:

$$\sigma_{ij} = 2G \left[\varepsilon_{ij} - \frac{\alpha}{3K} p_p \delta_{ij} \right] + \frac{1}{1 + \mu} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{F.8})$$

despejando ε_{ij} de la ecuación anterior, obtenemos:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{ij} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p \quad (\text{F.9})$$

Por lo tanto, obteniendo las ecuaciones correspondientes a las direcciones xx , yy y zz respecto a las deformaciones en función de los esfuerzos principales, tanto **vertical** como **horizontales (máximo y mínimo)**.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{xx} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p \quad (\text{F.9a})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{yy} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p \quad (\text{F.9b})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{zz} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p \quad (\text{F.9c})$$

ahora, si de (F.9c) despejamos el esfuerzo volumétrico total, σ_{kk} ; tenemos:

$$\varepsilon_{zz} - \frac{\alpha}{3K} p_p = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{zz} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} \right]$$

$$2G \left(\varepsilon_{zz} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right) = \sigma_{zz} - \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk}$$

$$2G \left(\varepsilon_{zz} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right) + \frac{\mu}{1 + \mu} \sigma_{kk} = \sigma_{zz}$$

↓

$$\frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} = \sigma_{zz} - 2G \left(\varepsilon_{zz} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right)$$

∴

$$\sigma_{kk} = \frac{1+\mu}{\mu} \left[\sigma_{zz} - 2G \left(\varepsilon_{zz} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right) \right] \quad (F.10)$$

donde:

$$\mu = f(\Delta t_p, \Delta t_s) \quad , \text{ adim}$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_v = \sigma_{ob} - \alpha \cdot p_p \quad , \text{ ppG}$$

$$\sigma_{ob} = f(\rho_{b \text{ integrada}}) \quad , \text{ ppG}$$

$$G = f(\rho_b, \Delta t_s) \quad , \text{ GPa}$$

Determinando el módulo de Corte o Cizalla, G , en términos de densidad equivalente (**EMW**); se obtiene:

$$G_{EMW} = 849.923 \times 10^3 \left(\frac{G}{h} \right) \quad , \text{ ppG}$$

tal que;

G = módulo de Corte, GPa

h = espesor, m

⇒

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\sigma_{ob}}{M} \quad , \text{ adim}$$

$$M = (304.87)^2 \left[\frac{\rho_b}{(\Delta t_p)^2} \right] \quad , \text{ GPa}$$

$$\alpha = 1 - \frac{K_{FR}}{K_s}$$

$$K_{FR} = 37.5 \cdot e^{-6.040\phi} \quad , \text{ GPa}$$

$$\phi = \frac{\rho_{ma} - \rho_b}{\rho_{ma} - \rho_f} \quad , \text{fracc}$$

$$K_s = 37.5 \quad , \text{GPa}$$

$$\rho_{ma} = 2.71 \quad , \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

$$\rho_f = 1.0741 \quad , \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

$$K = f(\rho_b, \Delta t_p, \Delta t_s) \quad , \text{GPa}$$

$$p_p @ E.M.E \quad , \text{ppg}$$

Entonces (F.9a), se obtendrá la deformación correspondiente a la dirección @ "xx";

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{xx} - \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p$$

donde:

$$\sigma_{xx} = \sigma_h = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_{ob}$$

Recordando;

$$\varepsilon_{kk} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$$

tal que, despejando ε_{yy} de la ecuación anterior; se tiene:

$$\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{kk} - (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{zz})$$

ó

$$\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{kk} - \varepsilon_{xx} - \varepsilon_{zz}$$

donde:

$$\varepsilon_{kk} = \frac{p_{fl}}{C} \quad , \text{adim}$$

$$p_{fl} = p_p - p_h \quad , \text{psi}$$

$$p_h = 1.5263 \cdot \frac{D}{m} \quad , \text{ psi}$$

$$C = \frac{\alpha \cdot K_f}{\phi + \frac{K_f}{K_s}(\alpha - \phi)} \quad , \text{ GPa}$$

$$\alpha = 1 - \frac{K_{FR}}{K_s}$$

$$K_{FR} = 37.5 \cdot e^{-6.040\phi} \quad , \text{ GPa}$$

$$\phi = \frac{\rho_{ma} - \rho_b}{\rho_{ma} - \rho_f} \quad , \text{ fracc}$$

$$K_s = 37.5 \quad , \text{ GPa}$$

$$\rho_{ma} = 2.71 \quad , \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

$$\rho_f = 1.0741 \quad , \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\sigma_{ob}}{M} \quad , \text{ adim}$$

$$\sigma_{ob} = f(\rho_{b \text{ int egrada}}) \quad , \text{ ppG}$$

$$M = (304.87)^2 \left[\frac{\rho_b}{(\Delta T_p)^2} \right] \quad , \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{xx} = f(G, \sigma_h, \mu, \sigma_{kk}, \alpha, K, p_p) \quad , \text{ adim}$$

Finalmente; tomando en cuenta la ecuación (F.9b):

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{yy} - \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} \right] + \frac{\alpha}{3K} p_p$$

por lo tanto, despejando de la ecuación anterior σ_{yy} ; se tiene:

$$\varepsilon_{yy} - \frac{\alpha}{3K} p_p = \frac{1}{2G} \left[\sigma_{yy} - \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} \right]$$

$$2G \left(\varepsilon_{yy} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right) = \sigma_{yy} - \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk}$$

∴

$$\sigma_{yy} = \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} + 2G \left(\varepsilon_{yy} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right)$$

En otras palabras, si: $\sigma_{yy} = \sigma_H$; tenemos:

$$\sigma_H = \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_{kk} + 2G \left(\varepsilon_{yy} - \frac{\alpha}{3K} p_p \right)$$

FACTORES DE CONVERSIÓN.

Fuerza

1 newton	= 1 kg-m/seg ²
1 dina	= 10 ⁻⁵ newtons
1 kg _{fuerza}	= 9.80665 newtons
	= 9.80665x10 ⁵ dinas

Presión

1 atm	= 76 cm-Hg
	= 760 mm-Hg
	= 1.033227 kg _{fuerza} /cm ²
	= 14.695949 psi
1 bar	= 10 ⁶ dinas/cm ²
	= 10 ⁵ newtons/m ²
	= 0.1 Mpa
1 kg _{fuerza} /cm ²	= 9.80665x10 ⁵ dinas/cm ²
	= 0.96784 atm
1 psi	= 0.0700307 kg/cm ²
	= 0.006895 Mpa
1 Pa	= 1 newton/m ²
	= 1.4504x10 ⁻⁴ psi
1 Mpa	= 10 ⁶ Pa
	= 145.0378 psi
	= 10 bars
1 Gpa	= 145,037.8 psi
1 kb	= 100 Mpa

Gradientes de presión

(densidad equivalente de lodo para gradientes de presión)

1 psi/pie	= 144 lb/pie ³
	= 19.24 lb/gal
	≈ 0.0225 Mpa/m
	= 2.31 gm/cm ³
	= 0.432 SG
lb/gal	= 0.052 psi/pie

Longitud

1 m	= 100 cm
	= 39.37 pg
	= 3.2808399 pies
1 pie	= 0.3048006 m
	= 12 pg
1 pg	= 2.54 cm

Densidad

1 gr/cm ³	= 8.345406 lb/gal
	= 62.42797 lb/pie ³
	= 1000 kg/m ³
1 lb/pie ³	= 0.016018 gm/cm ³

Volumen

1 litro	= 0.264172 galones
	= 0.035315 pie ³
	= 1000 cm ³
1 barril	= 0.158987 m ³

	= 158.987 litros
	= 42 galones
1 m ³	= 1000 litros
	= 6.2898106 barriles

Viscosidad

1 Poise	= 1 dina-seg/cm ²
	= 1 Pa-seg
	= 100 cp
1 cp	= 0.01 Poises

Permeabilidad

1 Darcy	= 0.986923x10 ⁻¹² m ²
	= 0.986923x10 ⁻⁸ cm ²
	= 1.06x10 ⁻¹¹ pies ²