



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“Determinación de Esfuerzos Principales de un Modelo
Geomecánico Integral”**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

C. CONOCIMIENTO: *ING. PETROLERA Y DE G. N.*
C. DISCIPLINARIO : *PERFORACIÓN*

PRESENTA:

Luis Angel Carrillo Galicia



TUTOR:
Dr. Daniel García Gavito.

2009

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Samaniego Verduzco Fernando

Secretario: Dr. Casariego González Vicente

Vocal: Dr. Garcia Gavito Daniel

1^{er.} Suplente: M. I. Mendiola Sánchez Joaquín

2^{do.} Suplente: M. en C. Ortiz Ramirez Jaime

Lugares donde se realizó la tesis: México DF, Ciudad del Carmen Campeche.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Daniel Garcia Gavito

FIRMA

Agradecimientos

A Dios por permitirme ser y estar, a mis niños Sami y Moni, a mi esposa Liz, a mis padres Lupita y Angel y mis queridos hermanos Jorge y Monica por su amor y comprensión.

Al Dr. Daniel Garcia Gavito por su tutoría y consejos.

Al CONACYT por la beca otorgada durante la realización de mis estudios.

Contenido:

JURADO ASIGNADO:	2
AGRADECIMIENTOS	3
CONTENIDO:	4
ÍNDICE DE FIGURAS.	6
RESUMEN:	9
CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN	10
CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO.	13
2.1.- INTRODUCCIÓN.....	13
2.2.- CÍRCULO DE MOHR ^{9,14,17}	14
2.2.1.- Teoría del círculo de Mohr para estados tensionales tri – dimensionales ¹⁷	15
2.2.2.- Mecanismos de falla por colapso.	16
Caso 1: Perforación de un pozo estable.	18
Caso 2: Reducción del peso del fluido de perforación.	18
Caso 3: Inicio de aumento en el peso del fluido de perforación.....	19
Caso 4: Segundo aumento de peso del lodo de perforación.	19
Caso 5: Tercer aumento en el peso del fluido de perforación.	20
Caso 6: Último aumento en el peso del fluido de perforación.....	20
2.2.3.- Resultados en un pozo debido a la falla por cizalla.	21
2.2.4.- Dirección de falla en los derrumbes.....	22
2.2.5.- Módulos elásticos ¹⁷	23
2.2.5.1.- Diferentes combinaciones de comportamientos ^{9,17}	23
2.2.5.2.- Fluencia.....	24
2.2.5.3.- Resumen de módulos elásticos ^{13,16}	25
2.2.5.4.- Rotura en roca ¹⁶	26
2.2.5.6.- Tipos de roturas en roca ^{16,19}	27
2.3.- TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS, INTEGRACIÓN REDUCIDA Y EXACTA ^{*18}	28
2.3.1.- Introducción.	28
2.3.2.- Elemento finito tipo rectangular de ocho nodos.	29
2.3.3 Integración numérica en el área del elemento finito.	30
2.3.4.- Integración ‘Exacta’ y ‘Reducida’.	32
2.4.- GRADOS DE LIBERTAD POR ELEMENTO ^{*18}	33
2.4.1.- Número de constantes por elemento.	34
2.5.- RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACIÓN DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ^{*18}	36
2.5.1-Idealización.	36
2.5.2.- Subdivisión de la estructura.	36
2.5.3.- Tamaño de celdas.	36
2.5.4.- Tipo de elementos.	37
2.5.5.- Elementos de forma y tamaño.....	37
2.5.6.- Particularidades.	38
2.5.7.- Cargas.	38
2.5.8.- Dinámica y no-linealidad.	38
2.5.9.- Notas finales.	39
2.6.- ALGORITMOS PARA ECUACIONES DE GRAN CAPACIDAD ^{*18}	40
2.7.- MODELADO DE PLASTICIDAD CON ELEMENTOS FINITOS ^{*18}	40
2.7.1.- Introducción.	40
2.7.2.- Criterio de convergencia.	40
2.7.3.- Visco-plasticidad.	40
2.7.3.1.- Selección del intervalo de tiempo.	41
2.8.- ACELERADORES ^{*18}	42
2.8.1.- Aceleradores de incremento de tiempo.....	42
2.9.- ESQUEMAS DE INTEGRACIÓN DE TIEMPO Y PLASTICIDAD DE SÓLIDOS ^{*18}	43
2.9.1.- Esquemas de integración de tiempo.	43
2.9.2.- Esquemas de integración de estabilidad y precisión.	44
2.9.2.1.- Estabilidad.....	44
2.9.2.2.- Precisión.....	44

2.10.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ELECCIÓN DEL ESQUEMA DE INTEGRACIÓN * 18	44
2.11.- CONDICIONES DE FRONTERA PARA ANÁLISIS DE ONDAS DE SÍSMICAS EN ESTRUCTURAS SUELO – ROCA *18	45
2.11.1.- <i>Introducción</i>	45
2.11.2 <i>Método de fronteras elásticas simplemente truncadas</i>	46
2.11.3.- <i>Método de fronteras ‘viscosas estándar’</i>	46
2.11.4.- <i>Método de fronteras ‘viscosas unificadas’</i>	47
2.11.5.- <i>Modelado numérico de fronteras viscosas</i>	47
2.11.6.- <i>Ecuaciones constitutivas de masas reforzadas</i>	48
CAPÍTULO 3.- DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS HORIZONTALES EN UNA DIMENSIÓN 1D	50
3.1.- REVISIÓN DE DATOS	50
3.1.1.- <i>Perforación y terminación</i>	50
3.1.2.- <i>Geología y Geofísica</i>	51
3.1.3.- <i>Datos de evaluación de formaciones</i>	51
3.1.4.- <i>Mediante la revisión de Datos se observa que</i>	51
3.2.- REVISIÓN DE EVENTOS DE PERFORACIÓN	52
3.3.- ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN 1D ^{5,10}	54
3.4.- PRESIÓN DE PORO ^{2,4,6,7,11,12,15}	61
3.5.- DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS HORIZONTAL MÍNIMO (GRADIENTE DE FRACTURA) Y MÁXIMO (GRADIENTE DE COLAPSO SUPERIOR): POROELÁSTICA ^{6,8}	64
3.5.1.- <i>Flujo de trabajo empleado para la calibración del esfuerzo horizontal</i>	65
CAPÍTULO 4.-DETERMINACIÓN TRIDIMENSIONAL DE ESFUERZOS^{1,18}	67
4.1.- INTRODUCCIÓN	67
4.2.- INICIALIZACIÓN DEL MODELO	68
4.3.- PASOS REQUERIDOS PARA AJUSTAR EL MODELO	70
4.3.1.- <i>Caso 001</i>	70
4.3.2.- <i>Caso 002</i>	72
4.3.3.- <i>Caso 005</i>	73
4.2.4.- <i>Caso 006/Caso 007</i>	74
4.2.5.- <i>Caso 011</i>	75
4.2.6.- <i>Caso actualizado 007</i>	79
4.2.7.- <i>Caso actualizado 008</i>	80
4.2.8.- <i>Caso actualizado 009</i>	81
CAPÍTULO 5.- INTEGRACIÓN DEL MODELO TRIDIMENSIONAL	83
5.1.- RESULTADOS DEL ANÁLISIS 1D	83
5.2.- RESULTADOS DEL ANÁLISIS 3D	87
6.- APLICACIONES	97
6.1.- INTRODUCCIÓN	97
6.1.- DIAGRAMAS DE DIRECCIÓN DE ESFUERZOS	97
6.2.- ESTUDIOS ANTERIORES	99
6.3.- MODELO GEOMECÁNICO TRIDIMENSIONAL	101
6.4.- ANÁLISIS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO	103
6.5.- ASENTAMIENTO DE TUBERÍAS DE REVESTIMIENTO Y DENSIDADES A UTILIZAR	107
7.- CONCLUSIONES	112
GLOSARIO	113
NOMENCLATURA	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117

Índice de Figuras.

Figura 2.1 – Tetraedro con tres caras ortogonales, formado por cuatro caras que son triángulos equiláteros, y cuatro vértices en cada uno de los cuales concurren tres caras.-----	14
Figura 2.2 - Tensión total sobre el plano oblicuo, el cual se expresa en función de sus componentes normal y coincidente con el plano oblicuo. -----	15
Figura 2.3 – Circunferencias respecto del eje de ordenadas y tensiones principales siendo $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ las tensiones principales, la imagen muestra la suposición de que $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_{III}$. .-----	16
Figura 2.4 – Representación esquemática de un pozo y la tensión en sus paredes para tres casos arriba descritos.-----	17
Figura 2.5 – Representación del Círculo de Mohr de un pozo estable y los esfuerzos actuando en la pared del pozo. Para ambos círculos del esfuerzo principal menor y el esfuerzo tangencial del esfuerzo principal menores al esfuerzo radial.-----	18
Figura 2.6 – Falla en el pozo en el punto “A” por cizalla debido a la presión de colapso inferior. En este caso, hubo una falla de colapso inferior en el punto “A” ya que fue generada por la reducción del peso del fluido de perforación-----	18
Figura 2.7 – Pozo estable con $\sigma'_r < \sigma'_\theta$, el esfuerzo radial aumenta, y consecuentemente los esfuerzos tangenciales disminuyen.-----	19
Figura 2.8 – Pozo estable con $\sigma_r = \sigma_\theta$ en el punto “B”. Para el caso del círculo de Mohr “B” el incremento del peso del fluido es tal que lleva al esfuerzo tangencial $\sigma_{\theta B}$ a ser igual al esfuerzo radial, haciendo el círculo “B” el único punto-----	19
Figura 2.9 – Pozo estable después de la inversión de esfuerzos en el punto “B” donde $\sigma'_r > \sigma'_\theta$. En el círculo de Mohr “B” el esfuerzo principal mayor pasa a ser σ_r y el esfuerzo principal menor σ_θ . Con esto, el círculo de Mohr “B” volverá a crecer.-----	20
Figura 2.10 – Falla del pozo por cizalla en el punto “B” debido a la presión de colapso superior. Ocurre la falla por cizalla en el punto “B” debido a la presión de colapso superior generado por el aumento del peso del lodo.-----	20
Figura 2.11. – El mayor círculo de Mohr “B” lleva a la falla en la roca debido a la mayor diferencial de presión. Se puede ver tres círculos de Mohr, cada uno representa un estado de esfuerzo. La diferencia entre los círculos “A” es el de menor esfuerzo, “C” es un poco mayor y “B” es el mayor de todos que toca la envolvente de ruptura, llevando la formación al colapso.-----	21
Figura 2.12 – Fallas por cizalla, la imagen muestra el aumento y reducción en el diámetro del pozo. --	21
Figura 2.13 – Ocurrencia de derrumbes. Donde el esfuerzo σ_θ es el esfuerzo principal mayor y σ_r es el esfuerzo principal menor que ocurrirá en la dirección del esfuerzo horizontal menor.-----	22
Figura 2.19 – Diferentes tipos de roturas en rocas según Goodman (1980).-----	27
Figura 2.20 – Representación de elemento de de elementos finitos de ocho nodos cuadrilateral.-----	29
Figura 2.21 - Elemento nodal isoparamétrico cuadrilateral.-----	34
Figura 2.22- Triángulos de Pascal para elementos cuadriláteros-----	34
Figura 2.23 – Sistema infinito típico.-----	46
Figura 2.24 – Modelo reológico de masa reforzado.-----	49
Figura 3.1 – Ejemplo De tabla realizada para el evento “arrastre”.-----	52
Figura 3.2 – Grafica de avance con densidades y eventos de perforación.-----	52
Figura 3.3 – Ejemplo de fractura “en echelon”.-----	54
Figura 3.4 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 1645 a 2520 m. El registro DSI muestra una tendencia del “fast shear azimuth” de 135 grados, que corresponde a 45 grados de dirección para el esfuerzo mínimo.-----	55
Figura 3.5 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 2535 a 3650 m.-----	55
Figura 3.6 – Imágenes registro DSI - análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3605 a 3881 m.-----	56
Figura 3.7 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3700 a 3750 m, estudios de los registros BGL (caliper) y Imágenes (FMI).-----	57
Figura 3.8 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3750 a 3800 m, estudios de los registros BGL (caliper) y Imágenes (FMI).-----	58
Figura 3.9 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 700 a 1500 m.-----	60
Figura 3.10 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 1550 a 4025 m.-----	60

Figura 3.11 – Imágenes DSI - análisis de anisotropía - dirección de los esfuerzos máximos de de 170 – 180 grados. -----	61
Figura 3.12. Método de Bowers para la estimación de la presión de poro. -----	63
Figura 3.13. Calibración de eventos de perforación con las curvas de presión de poro. -----	63
Figura 3.14 – Curvas de presión de poro, esfuerzo mínimo y esfuerzo máximo para los pozos 1 y DL1. 66	
Figura 4.1 – Apariencia del modelo con celdas agregadas. -----	67
Figura 4.2 – Geometría original exportada de Un paquete de visualización geológica. -----	68
Figura 4.4 – Inicialización de esfuerzos por equilibración. -----	69
Figura 4.5 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) Para el pozo-1, caso s001. -----	71
Figura 4.6 – Dirección de esfuerzos en la capa k=11, profundidad 1562 m , caso s001. -----	71
Figura 4.7 – Dirección de esfuerzos en la capa k=31, profundidad 3777m , caso s001. -----	72
Figura 4.8 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s002. -----	73
Figura 4.9 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s005. -----	74
Figura 4.10 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s006. -----	75
Figura 4.11 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s007. -----	75
Figura 4.12 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , caso s011. -----	76
Figura 4.13 – Dirección de esfuerzo en la capak=24, profundidad 3192m , caso s011 -----	76
Figura 4.14 – Dirección de esfuerzo en la capak=31, profundidad 3777m , caso s011. -----	77
Figura 4.15 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s005. -----	78
Figura 4.16 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s006. -----	78
Figura 4.17 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , Caso u006. -----	79
Figura 4.18 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , Caso u007. -----	80
Figura 4.19 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s008. -----	81
Figura 4.20 – Dirección de esfuerzos en la capa k=11, profundidad 1562m , Casou009. -----	82
Figura 5.1 – Datos de laboratorio de mecánica de rocas generados en el IMP calibrados con los módulos determinados para el Modelo 1D. -----	83
Figura 5.2 – Análisis de estabilidad final del pozo 1. -----	84
Figura 5.3 – Comparación de los datos de resistencia y elasticidad dos pozos -1 y pozo-DL1 (Angulo de fricción, Relación de Poisson, UCS). -----	85
Figura 5.4 – Comparación de los modelos geomecánicos de pozo-1 y pozo -DL1 (Dirección de esfuerzos, Presión de poro, Esfuerzo máximo y mínimo). -----	86
Figura 5.5 – Comparación de magnitudes de esfuerzo (kPa) en el pozo -1, Caso actualizado u006. ----	87
Figura 5.6 – Comparación de la dirección del esfuerzo -----	88
Figura 5.7 – Dirección del esfuerzo en la capa k=11, profundidad 1562m, Caso actualizado u006. ----	88
Figura 5.8 – Dirección del esfuerzo en el estrato k=24, profundidad 3192m, Caso actualizado u006. --	89
Figura 5.9 – Dirección del esfuerzo en el estrato k=32, profundidad 3846m, Caso actualizado u006. --	89
Figura 5.10 – Dirección del esfuerzo – estrato k=11. -----	90
Figura 5.11 – Dirección del esfuerzo - estrato k=24. -----	91
Figura 5.15 – Dirección del esfuerzo - estrato k=31 – cima del yacimiento. -----	92
Figura 5.16 – Tensión de la falla plástica normal – estrato k=11. -----	92
Figura 5.17 – Tensión de la falla plástica normal - estrato k=24. -----	93
Figura 5.18 – Tensión de la falla plástica normal - estrato k=31 – cima del yacimiento. -----	93
Figura 5.19 – Tensión volumétrica plástica en los sitios propuestos, con orientación hacia el Este. ----	94
Figura 5.20 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto A, orientado hacia el Este -----	95
Figura 5.21 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto B, orientado hacia el Este. -----	95
Figura 5.22 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto C, orientado hacia el Norte. -----	96
Figura 6.1 – Dirección de trayectorias en el diagrama de dirección de esfuerzos. -----	98
Figura 6.2 – Sensibilidad a distintas profundidades en un pozo inclinado. -----	98
Figura 6.2 – Tiempos asociados a la perforación de un pozo. -----	99
Figura 6.3 – Estado de esfuerzos de un campo cercano. -----	99
Figura 6.4 – Mapa mundial de esfuerzos. -----	100
Figura 6.5 – Celdas de falla. -----	102
Figura 6.6 – Dirección del esfuerzo y tensión volumétrica plástica en el emplazamiento propuesto para el pozo 184. -----	103
Figura 6.7 – Cambio de presión (kPa) en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014). ----	104
Figura 6.8 – Cambio de la tensión volumétrica plástica en las celdas de la falla en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014). -----	105
Figura 6.9 – Cambio de tensión volumétrica total en el tope del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014). -----	105
Figura 6.10 – Tensores de esfuerzo en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014). -----	106

<i>Figura 6.11 – Ejemplo de diseño de perforación pozo No Convencional. -----</i>	<i>107</i>
<i>Figura 6.12 – Flujo de trabajo del MGM3D. Se describen las diferentes fases del proceso el modelado geomecánico: 1. Modelo 3D: Construcción. 2. Modelo 3D – Pozo: Generación, 3. Pozo: Aplicación. 108</i>	
<i>Figura 6.14 – Ejemplo Diseño de perforación pozo No Convencional. -----</i>	<i>110</i>
<i>Figura 6.15 – Grafico comparativo en profundidad TVD. Profundidad de Asentamiento TR's y Densidades de lodo utilizadas en un campo, A partir del modelado geomecánico se ha logrado definir el peso de lodo óptimo para cada etapa en función del tipo de pozo (Inclinación, Azimut) y su relación con la dirección de los esfuerzos.-----</i>	<i>110</i>
<i>Figura 6.17 – Análisis de sensibilidad para dos profundidades diferentes 1800md (Etapa 2), 2490md (Etapa 3). El punto rosa indica la ubicación del pozo para la trayectoria convencional y el punto blanco de la trayectoria tipo “S” a las mismas profundidades equivalentes. A la derecha de cada grafico se presenta el peso de lodo necesario para evitar colapso de agujero. Note como el peso de lodo varía en función de la inclinación del pozo y el azimut y su relación con los esfuerzos. -----</i>	<i>111</i>

Resumen:

Este trabajo describe la metodología utilizada para generar un modelo geomecánico tridimensional integral, capaz de generar ventanas de estabilidad para la trayectoria de los pozos variando el azimut y la inclinación de las mismas, tomando cuidado especial en el azimut del mismo, para tratar de orientar sus trayectorias en la dirección del esfuerzo mínimo horizontal. Esto nos permite determinar asentamientos y densidades óptimas a utilizar durante el diseño de programas de perforación.

Para su realización, el estudio se dividió en dos partes. La primera se designó "modelo inicial", el cual se desarrolló para determinar las cargas necesarias a aplicar en la base del modelo para balancear la carga de gravedad debida a la densidad de las capas del modelo. Este análisis toma el modelo y aplica las cargas de gravedad y presión, pero no las cargas tectónicas. Esta carga tectónica se reemplaza por una condición de frontera a los costados del modelo, la cual permite el movimiento vertical libre, pero está fija horizontalmente lo cual permite la libre compactación del mismo. El resultado esperado de este análisis son las fuerzas de reacción calculadas en la base del modelo. Una vez que se inicializó elásticamente el modelo, se procedió a post-procesarlo, para determinar puntos de similitud entre este MGM ("*Modelo Geo-Mecánico*") en 3D y el MGM en 1D empleado para la creación del modelo que aquí se describe. En general, se utilizaron las magnitudes y direcciones del esfuerzo principal para determinar la adecuación del MGM en 3D.

Este análisis se hace en un paquete que nos ayuda a determinar el estado de las fuerzas actuando en el modelo. Al inicializar el modelo, éste presentaba un grado de incertidumbre con respecto a los parámetros utilizados. El origen principal de esta incertidumbre era la escasez de los datos disponibles. A la fecha de este estudio sólo existía un análisis geomecánico en una dimensión, y éste se basaba en suposiciones más que en pruebas de laboratorio. Este trabajo describe los diversos estudios paramétricos realizados para determinar la mejor aproximación de parámetros con el modelo.

Para un campo costa afuera que comienza a desarrollarse, por medio de esta metodología se podrá colocar las plataformas de perforación en una posición que nos permita perforar los pozos en la dirección del esfuerzo mínimo horizontal así como optimizar la densidad del lodo de perforación de tal forma que se perfore dentro de la ventana de estabilidad generada por el modelo geomecánico tridimensional.

Capítulo 1.- Introducción.

Problemas de flujo y descontrol, pegaduras por presión diferencial, pérdidas de circulación, colapsos de tuberías de revestimiento y derrumbes de formación suelen incrementar considerablemente el costo de un pozo y el tiempo de perforación del mismo. Estos problemas son causados generalmente por una deficiente predicción de las presiones de sobrecarga, poro y fractura de las formaciones a perforar, y cuyo conocimiento es básico para planear la perforación. Consecuentemente, es indispensable entender primero los principios físicos que originan estas presiones y posteriormente predecirlas con la mayor exactitud posible.

Una predicción precisa del estado de los esfuerzos principales es crítica para el éxito de la exploración y producción de hidrocarburos. En este caso para un campo exploratorio en el cual se utilizan datos sísmicos, registros geofísicos, registros diarios de perforación, pruebas de producción siendo estos los únicos datos disponibles para predecir la presión de poro en el yacimiento.

El presente trabajo tiene como objetivo la construcción de un modelo geomecánico tridimensional a partir de información sísmica 3D en tiempo, análisis de velocidades, registros geofísicos, pruebas de formación durante la perforación, e información geológica. Para describir el estado de los esfuerzos principales a través de las trayectorias programadas así como determinar asentamiento de TR's, densidades de fluidos y estabilidad de agujero.

Como antecedentes conocemos que:

- El cálculo de magnitud y dirección de los esfuerzos es un procedimiento que regularmente se realiza de acuerdo a las observaciones obtenidas a partir de los problemas observados durante la perforación y no por medio de cálculos.
- La predicción de geopresiones es un procedimiento complicado el cual requiere un trabajo de análisis y recopilación detallado de la información de geología, geofísica y de perforación. Así como conocimiento de métodos geoestadísticos y de elementos finitos para este caso.
- El manejo de paquetería de cálculo de magnitudes, dirección, estado de fallas y fracturas es poco conocido por lo cual hay que ponerle especial atención.

En general se tiene como alcances:

- Generar una metodología detallada usada en el campo de estudio y una descripción de las magnitudes y direcciones de los esfuerzos a lo largo de trayectorias propuestas.
- Generación del modelo geomecánico tridimensional incluyendo, magnitudes y dirección de los esfuerzos principales.
 - Generación de ventana operacional basada en la predicción de geopresiones y el análisis de esfuerzos, capaz de ser visualizado en una herramienta tridimensional.
 - Aplicable en la determinación de la estabilidad del agujero en el espacio tridimensional, donde varían el azimut y la inclinación de las trayectorias.

A continuación se presenta un resumen de los capítulos:

Capítulo 1.- Introducción.

Presenta una descripción del desarrollo del trabajo así como un resumen de los capítulos.

Capítulo 2.- Marco teórico.

Muestra la teoría básica del Círculo de Mohr, así como una clara explicación del caso de tres dimensiones. Un tema muy importante es el de los mecanismos de falla por colapso en esta sección se hace una analogía con la pared del pozo imaginado una muestra de roca colocada en la pared del pozo y los esfuerzos actuando a su alrededor los cuales pueden llevar a la deformación en su pared, Entre las fallas por colapso, la más común es el provocado por la insuficiencia de peso del fluido de perforación, o sea, una falla por colapso inferior. La falla por colapso superior generalmente exige un peso de fluido mayor que el límite establecido por el gradiente de fractura. Por lo tanto, el aumento del peso del fluido de perforación, conduce a la aparición de fracturas en la formación y el colapso superior. Por esto, necesitamos comprender los diversos mecanismos que generan las fallas por colapso inferior y colapso superior. Un caso es el de perforar un pozo estable en los cuales se ve que las dos envolventes se encuentran por debajo de la envolvente de falla.

En muchos problemas de ingeniería es necesario hacer la predicción de la distribución esfuerzo - deformación en el medio elástico o elasto-plástico. La solución de elementos finitos es comúnmente tratada en el plano de esfuerzos, el plano de deformación y axisimetría. Aquí se muestra en breve la teoría de elementos finitos, así como las 'funciones de forma' lo cual es elegido para definir el estado de deformación dentro de cada elemento finito en términos de desplazamientos nodales.

Aunque el método de elementos finitos es una técnica numérica de discretización para modelar la continuidad corregir las cargas de colapso puede ser predicho para varios problemas. Una solución converge a una carga de colapso exacta cuando el teorema de compresibilidad está demostrado y el orden de integración es tal que el volumen de un elemento finito se determina exactamente. El número de puntos de integración aplicado en un determinado procedimiento es algo muy importante junto con funciones de forma utilizadas para describir las variaciones de desplazamiento en el elemento.

Capítulo 3.- Dirección de los esfuerzos horizontales en 1D.

Resume el proceso realizado para determinar los esfuerzos en 1D, como es el caso de la revisión de los datos disponibles para la realización del análisis. Un ejemplo es el caso de perforación en el cual se incluye la revisión del reporte diario de perforación, los estados mecánicos de los pozos con los cuales se ve la función y éxito que tuvieron las tuberías de revestimiento empleadas. En el caso de Geología y Geofísica se reviso la columna estratigráfica tipo, la descripción litológica generada a partir de los registros de muestreos continuo y de los núcleos, así como las pruebas del laboratorio de geomecánica realizadas en el campo aledaño. Para calibrar el modelo se toma en cuenta los diversos eventos de perforación, su fuente de información y el parámetro geomecánico que calibra. Así mismo se muestra el análisis realizado sobre los registros de imágenes. Así mismo se muestra el flujo de calibración de los esfuerzos horizontales.

Capítulo 4.-Determinación tridimensional de esfuerzos.

El estudio se dividió en dos fases. La primera fase consistió en la creación de un modelo geomecánico que pudo igualar las condiciones iniciales del esfuerzo en el campo. Durante esta fase, se creó un Modelo Geomecánico tridimensional (3D) y se llevaron a cabo estudios paramétricos para determinar tanto la sensibilidad como el efecto de diversos cambios en los parámetros. El objetivo de esta etapa era seleccionar de modo confiable un caso base a partir del cual iniciar la segunda fase, que consistió en utilizar los cambios en la presión de poro resultante de la predicción de un modelo de simulación separado.

Los registros del pozo, acoplados a los datos sísmicos, se utilizaron con un paquete de visualización geológica para crear cubos de propiedades para su posterior uso en el estudio. Esto se logró aumentando la escala de los datos de registro a las celdas del pozo y utilizando luego la función de modelado petrofísico para poblar todo el cubo. El método aplicado a este proceso fue el “*kriging*”, empleando los datos sísmicos como tendencia de la propiedad.

Este análisis se hace en el “Paquete” que nos ayuda a determinar el estado de las fuerzas actuando en el modelo. Al inicializar el modelo, éste presentaba un grado de incertidumbre con respecto a los parámetros utilizados.

El modelo se organizó con cargas de gravedad y presión aplicadas al modelo en cada celda y el límite establecido para no permitir el movimiento perpendicular a las caras del modelo. Mediante la aplicación de campos lejanos de esfuerzos, el “Paquete” utilizado equilibra el modelo, permitiendo un estado complejo de esfuerzos que se calcula en el área de interés provocado por la variación mecánica de las propiedades y discontinuidades del modelo.

En general describe los casos analizados hasta llegar a un acoplamiento en cuanto a los parámetros elásticos.

Capítulo 5.- Integración del modelo tridimensional.

Se construyeron de los modelos geomecánicos 1D de los pozos de correlación considerando los registros de todos los pozos, así como sus MDT, LOT e histórico de perforación.

El principal objetivo de este estudio consistía en determinar el cubo de esfuerzos correspondiente al campo. Esto era una representación del tensor de esfuerzo en todos los puntos del modelo. El cubo podía interrogarse para obtener datos de diversas formas. En esta sección, se presentan mapas de esfuerzos en diversos niveles del modelo para mostrar cómo la dirección y magnitud del esfuerzo cambiaban tanto en función de la posición horizontal como de la profundidad.

Además, los análisis brindaron datos de tensión. Fue posible extraer como resultado tensiones totales y plásticas en forma de cubos similares para brindar una comprensión más amplia del campo. En este informe, la tensión plástica, tanto en general en las celdas como de manera específica en las fallas, se presentó como indicación del lugar donde potencialmente se producirá la falla.

Capítulo 6.- Conclusiones.

Este estudio lleva a varios cambios en la metodología tradicional. Aquí se muestra los comentarios generados a partir de este análisis.

Capítulo 2.- Marco teórico.

2.1.- Introducción.

El concepto de un método numérico capaz de reproducir el comportamiento de cambio de volumen de un cubo bajo estados de esfuerzos en tres dimensiones, cargas arbitrarias y condiciones de drene, es todavía un largo camino por recorrer a pesar de las extensas actividades de investigación y el desarrollo de sofisticados modelos constitutivos. Por lo tanto, es necesario aislar las características principales que rigen el comportamiento de las rocas en un problema particular.

En términos generales, las rocas se comportan de una manera más complicada que una simple teoría elástica podría predecir. La principal característica física de este comportamiento es la no recuperación de los esfuerzos.

La interpretación numérica de la relación entre las tensiones y las funciones es complicada en función de los coeficientes seleccionados para representar al comportamiento del suelo. Además las rocas no son uniformes y las variaciones en las propiedades se producen a partir de estrato a estrato y de un sitio a otro. Esta variabilidad hace que el análisis de geomecánica sea algo difícil y subjetivo.

Se ha demostrado que los modelos numéricos simples no lineales relacionan el concepto esfuerzo-deformación, por lo tanto pueden predecir el comportamiento de las rocas de mejor forma que la mayoría de los modelos elásticos.

Recientemente han aparecido dos teorías básicas en la literatura para predecir la carga de colapso; 'esfuerzo inicial' y 'deformación inicial'. Es cuestión de elección cuál de estos enfoques numéricos utilizar para aplicar con éxito el "criterio de cedencia" establecido en geomecánica a principios de los años 50 por Drucker, Prager, Mohr-Coulomb, y Tresca-Von Mises, quienes predijeron cargas de colapso utilizando reglas de flujo asociadas o no asociadas. El "criterio de cedencia" toma en cuenta propiedades elásticas como fuerza de cohesión, c , y el ángulo de fricción, ϕ .

Un método representante de "esfuerzo inicial" es el de "rigidez tangencial", mientras que el método "visco-plástico" es un ejemplo de "deformación inicial". El enfoque "visco-plástico" es el que se ha desarrollado en el "Paquete" utilizado, ya que proporciona todos los atributos necesarios dictando el estado estacionario y el comportamiento transitorio de las rocas.

Si bien en la búsqueda de precisión, varios investigadores han aplicado diferentes tipos de elementos finitos para predecir cargas de colapso. Inicialmente hubo controversia en cuanto a si la integración debe ser considerada "exacta" o "reducida" en ciertos problemas, no sólo para mejorar el rendimiento de los elementos finitos, también para obtener más precisamente las cargas de colapso. Se han encontrado dificultades particulares en problemas axisimétricos.

La aplicabilidad de elementos axisimétricos para predecir las cargas de colapso depende del esquema de puntos de gauss utilizado para la integración numérica. Matemáticamente el teorema de compresibilidad solo está satisfecho con la integración "reducida" de puntos de gauss. Los esquemas de integración 'exactas' no debe utilizarse para elementos axisimétricos.

Las cargas de colapso se pueden predecir con facilidad si las fuerzas de aplicación del sistema son la carga o el desplazamiento controlado. La situación es más complicada si la carga es dinámica. Otros fenómenos que deben ser considerados son:

- Amortiguación del material
- Tipo de carga dinámica
- Reducción de fuerza del suelo
- Absorción de ondas de corte en los límites finitos.

El método 'explícito' se ha desarrollado y se aplica en el "Paquete" utilizado

2.2.- Círculo de Mohr ^{9, 14, 17}.

Este un método gráfico para determinar el estado tensional en los distintos puntos de un cuerpo. Entre las tensiones existentes en un cuerpo sometido a un cierto estado de cargas y con unas ciertas restricciones, en general importan las tensiones principales, que son las tensiones que existen sobre ciertos planos del cuerpo donde las tensiones de corte son nulas. Estas tensiones son de importancia para el estudio de la resistencia mecánica de una pieza. Los esfuerzos positivos se consideran compresivos y los esfuerzos de tensión negativos.

La Figura 2.1 muestra un tetraedro con tres caras ortogonales las cuales definen un punto O el cuál adoptamos como nuestro origen de coordenadas, y la cuarta cara es un plano oblicuo.

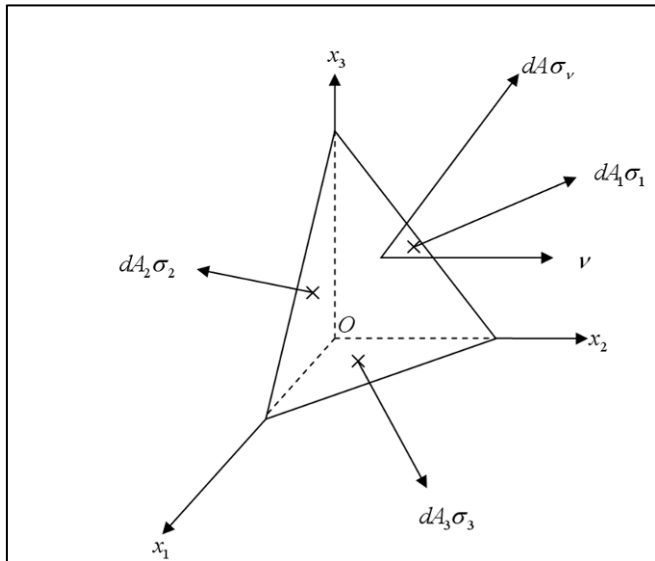


Figura 2.1 – Tetraedro con tres caras ortogonales, formado por cuatro caras que son triángulos equiláteros, y cuatro vértices en cada uno de los cuales concurren tres caras.

Sean las tensiones σ_i y las áreas A_i correspondientes a cada una de las i caras del tetraedro. El equilibrio de fuerzas de este sólido se puede expresar a partir de la siguiente ecuación vectorial:

$$\sigma_v dA - \sum \sigma_i dA_i = 0 \quad 2.1$$

Como $dA_i = dA \cdot v_i$, donde v_i es el coseno del ángulo entre los vectores normales a los planos dA y dA_i .

De esta manera la ecuación 2.1 se puede escribir de la forma:

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_{ij} v_i \hat{t}_j \quad 2.2$$

la componente normal al plano oblicuo de σ_v se puede obtener proyectando esta sobre la dirección v .

$$\sigma_{vv} = \bar{\sigma}_v \bar{v} \quad 2.3$$

Considerando que el versor v tiene coordenadas cartesianas v_i , entonces:

$$\bar{v} = v_i \hat{t}_i$$

donde \hat{t}_i es el versor en la dirección X_i

Considerando la ecuación 2.2 entonces la 2.3 se puede escribir como:

$$\sigma_{vv} = (\sigma_{ij} v_i \hat{t}_j) (v_m \hat{t}_m) \quad 2.4$$

Luego la tensión total sobre el plano oblicuo se puede expresar en función de sus componentes normal y coincidente con el plano oblicuo (Figura 2.2):

$$\sigma_{vv}^2 + \sigma_{vs}^2 = \sigma_v^2 \quad 2.5$$

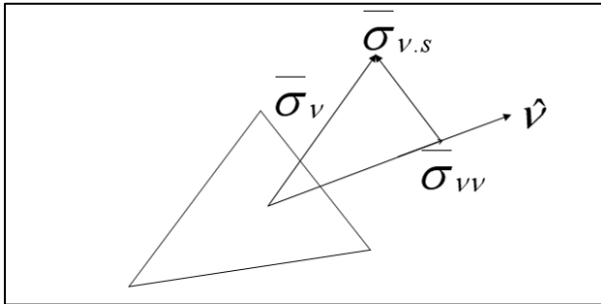


Figura 2.2 - Tensión total sobre el plano oblicuo, el cual se expresa en función de sus componentes normal y coincidente con el plano oblicuo.

Entonces a partir de (2.1) y (2.4) se llega a:

$$\sigma_{vs}^2 = \sigma_{im}\sigma_{jm}v_i v_j - (\sigma_{ij}v_i v_j)^2 \quad 2.6$$

2.2.1.- Teoría del círculo de Mohr para estados tensionales tri - dimensionales ¹⁷.

Supongamos que elegimos los ejes coordenados de modo que estos son los principales (ejes principales: aquellos en donde la tensión normal de las caras es máxima o nula y el corte nulo). El tensor de tensiones en ese caso para un elemento cúbico será:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad 2.7$$

Si queremos conocer el versor v de un cierto plano, conociendo su estado tensional y recordando 2.4, 2.5 y que la suma de las componentes cartesianas al cuadrado del versor v es uno ($v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 = 1$), se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_{vv} &= \sigma_I v_1^2 + \sigma_{II} v_2^2 + \sigma_{III} v_3^2 \\ \sigma_v^2 &= \sigma_I^2 v_1^2 + \sigma_{II}^2 v_2^2 + \sigma_{III}^2 v_3^2 \\ 1 &= v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 \end{aligned} \quad 2.8$$

Este es un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas. Suponga que las tensiones principales tienen magnitudes tal que: $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_{III}$.

Las incógnitas de este sistema son:

$$\begin{aligned} v_1^2 &= \frac{(\sigma_{vv} - \sigma_{II})(\sigma_{vv} - \sigma_{III}) + \sigma_{vs}^2}{(\sigma_I - \sigma_{III})(\sigma_I - \sigma_{II})} \\ v_2^2 &= \frac{(\sigma_{vv} - \sigma_{III})(\sigma_{vv} - \sigma_I) + \sigma_{vs}^2}{(\sigma_{II} - \sigma_{III})(\sigma_{II} - \sigma_I)} \\ v_3^2 &= \frac{(\sigma_{vv} - \sigma_I)(\sigma_{vv} - \sigma_{II}) + \sigma_{vs}^2}{(\sigma_{III} - \sigma_I)(\sigma_{III} - \sigma_{II})} \end{aligned} \quad 2.9$$

Como los cuadrados de los cósenos son mayores a cero, entonces evaluando los signos de los denominadores de las ecuaciones 2.9, los numeradores de los mismos deben cumplir:

$$\begin{aligned}
 (\sigma_{vv} - \sigma_{II})(\sigma_{vv} - \sigma_{III}) + \sigma_{vs}^2 &\geq 0 \\
 (\sigma_{vv} - \sigma_{III})(\sigma_{vv} - \sigma_I) + \sigma_{vs}^2 &\leq 0 \\
 (\sigma_{vv} - \sigma_I)(\sigma_{vv} - \sigma_{II}) + \sigma_{vs}^2 &\geq 0
 \end{aligned}
 \tag{2.10}$$

Estas tres ecuaciones generan tres circunferencias en el plano y son las ecuaciones que definen los círculos de Mohr para un estado tridimensional de tensiones, las circunferencias son simétricas respecto del eje de ordenadas y las tensiones principales se ubican en el eje de ordenadas. Las desigualdades de esta indican el conjunto de estados tensionales posibles en ese punto para distintos planos, con distintas inclinaciones. La figura 2.3 muestra a modo de ejemplo las circunferencias respecto del eje de ordenadas y tensiones principales:

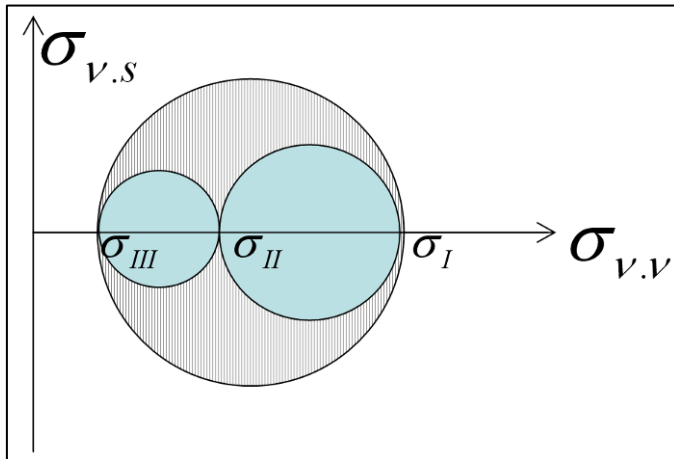


Figura 2.3 – Circunferencias respecto del eje de ordenadas y tensiones principales siendo $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ las tensiones principales, la imagen muestra la suposición de que $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_{III}$.

En general la envolvente de Mohr puede ser definida como la función:

$$\tau = f(\sigma)
 \tag{2.11}$$

La cual implica lo siguiente:

- Las condiciones de esfuerzos por debajo de la envolvente son estables.
- Condiciones de esfuerzos por encima de la envolvente no existen, ya que el material ya ha fallado.
- El círculo de Mohr tangente a la envolvente ha alcanzado la resistencia máxima en un determinado plano.

2.2.2.- Mecanismos de falla por colapso.

Para mostrar el mecanismo de falla por colapso en la pared del pozo, hacemos una analogía con la pared de un pozo imaginando una muestra de roca colocada en la pared del pozo y los esfuerzos actuando a su alrededor (Figura 2.4 a).

De la misma forma que el estado de tensiones utilizado en una prueba triaxial (Prueba de la Descarga) que lleva a la deformación de la muestra, el estado de esfuerzos actuante en la pared del pozo también puede llevar a la deformación de su pared. En este caso, la deformación de la roca hará que el diámetro del pozo se reduzca generando problemas durante la perforación como altos torques y arrastres en la columna de perforación, siendo este el comportamiento típico de las rocas dúctiles (Figura 2.4 b).

Para otros casos, similares al rompimiento de la muestra, el estado de esfuerzos puede llevar al rompimiento de la roca de la pared del pozo. Si esto ocurre, las piezas de la formación se precipitan en el pozo y puede conducir al atrapamiento durante la perforación con graves consecuencias económicas. Este es el comportamiento de las rocas frágiles. (Figura 2.4c). Estos modos de ruptura por esfuerzos compresivos son llamados de falla por colapso.

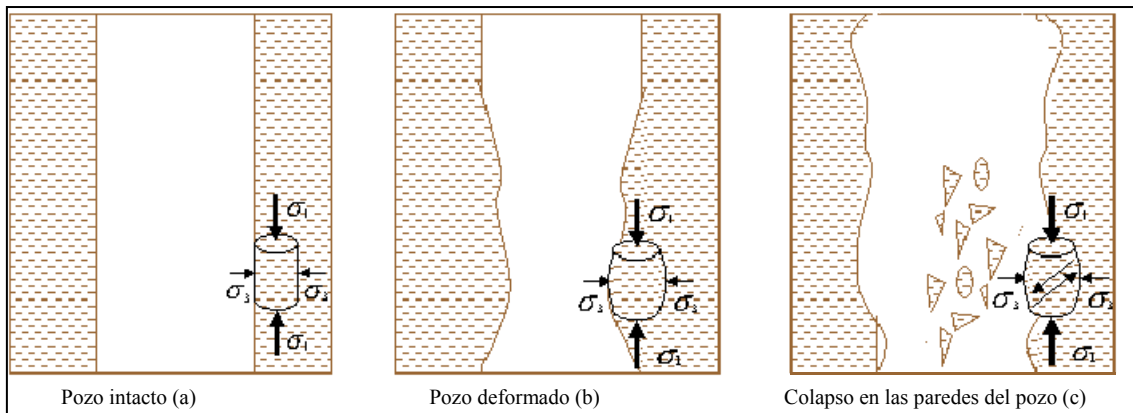


Figura 2.4 – Representación esquemática de un pozo y la tensión en sus paredes para tres casos arriba descritos.

Entre las fallas por colapso, la más común es la provocada por la insuficiencia de peso del fluido de perforación, o sea, una falla por colapso inferior. La falla por colapso superior generalmente exige un peso de fluido mayor que el límite establecido por el gradiente de fractura. Por lo tanto, el aumento del peso del fluido de perforación, conduce a la aparición de fracturas en la formación y el colapso superior. Por esto, necesitamos comprender los diversos mecanismos que generan las fallas por colapso inferior y colapso superior.

Para esto describiremos seis casos que intentan reproducir el comportamiento de los esfuerzos alrededor del pozo con la variación del peso del fluido (figuras 2.5 a 2.11).

Cabe destacar que los puntos de ocurrencia en la pared del pozo el colapso superior y el colapso inferior estarán desfasados 90°. Así pues, serán observados dos puntos en la pared del pozo, llamado los puntos A y B, a través de un diagrama esquemático de la sección del pozo.

Las flechas azules representan la presión ejercida por el peso del fluido, es decir, la tensión radial σ_1 y las flechas rojas representan el esfuerzo tangencial, σ_θ actuando en la pared del pozo. Se utilizará también, además para la envolvente del colapso Mohr-Coulomb dos círculos de Mohr, uno para representar el estado de esfuerzos actuando en el punto A (círculo azul) y el otro para representar el estado de esfuerzos en el punto B (círculo amarillo). Hay que tener en cuenta que el mismo razonamiento utilizado para los puntos A y B puede ser utilizado a los puntos opuestos a estos. Para los esfuerzos alrededor del pozo se asume que σ_r y σ_θ son los tensores principales, representada aquí por sus respectivos esfuerzos efectivos.

Caso 1: Perforación de un pozo estable. Representado por los círculos de Mohr fuera de la envolvente de ruptura (Figura 2.5) Para ambos círculos del esfuerzo principal menor y el esfuerzo tangencial del esfuerzo principal menores al esfuerzo radial.

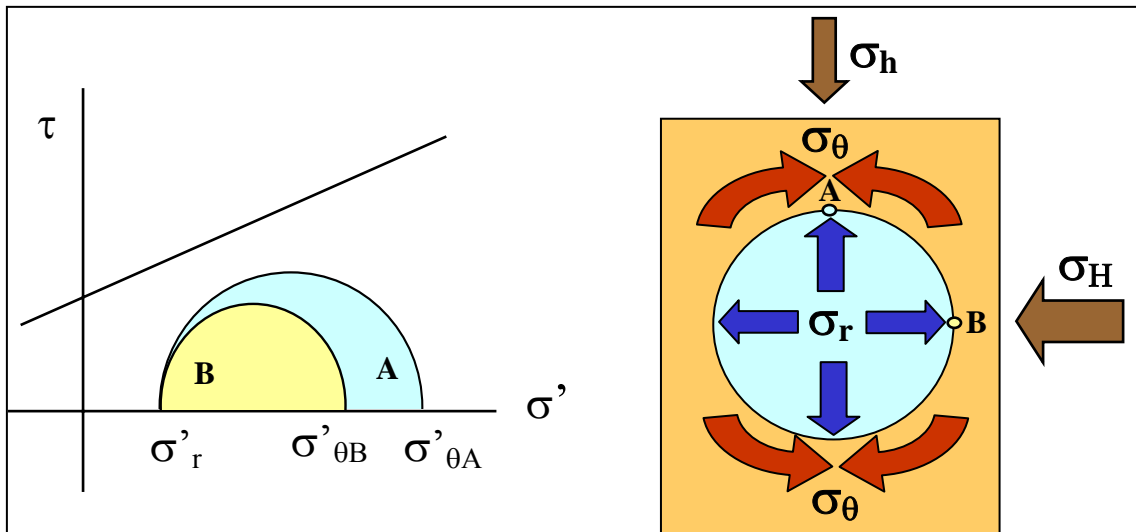


Figura 2.5 – Representación del Círculo de Mohr de un pozo estable y los esfuerzos actuando en la pared del pozo. Para ambos círculos del esfuerzo principal menor y el esfuerzo tangencial del esfuerzo principal menores al esfuerzo radial.

Caso 2: Reducción del peso del fluido de perforación. Reducir el peso de fluido da lugar a una disminución en el esfuerzo radial, y como consecuencia un aumento de los esfuerzos compresivos alrededor del pozo. De esto resulta el crecimiento de los círculos de Mohr, hasta el momento en que el círculo “A” toca la envolvente de ruptura, llevando a la falla en la roca por cizalla. En este caso, hubo una falla de colapso inferior en el punto “A” ya que fue generada por la reducción del peso del fluido de perforación (Figura 2.6). De esta forma, de acuerdo con el ángulo θ , una falla por colapso inferior ocurrirá para θ igual a $\pi/2$ y $-\pi/2$

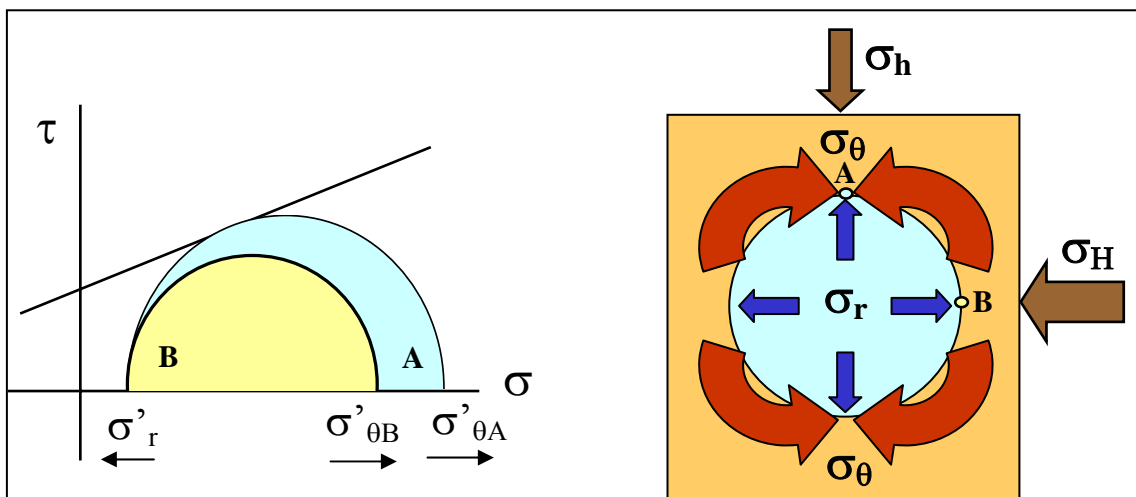


Figura 2.6 – Falla en el pozo en el punto “A” por cizalla debido a la presión de colapso inferior. En este caso, hubo una falla de colapso inferior en el punto “A” ya que fue generada por la reducción del peso del fluido de perforación.

Caso 3: Inicio de aumento en el peso del fluido de perforación. Con el inicio del aumento de peso de fluido, el esfuerzo radial aumenta, y consecuentemente los esfuerzos tangenciales disminuyen. Los círculos de Mohr en este caso se reducen, dejando de tocar la envolvente de ruptura y esta permanece estable.

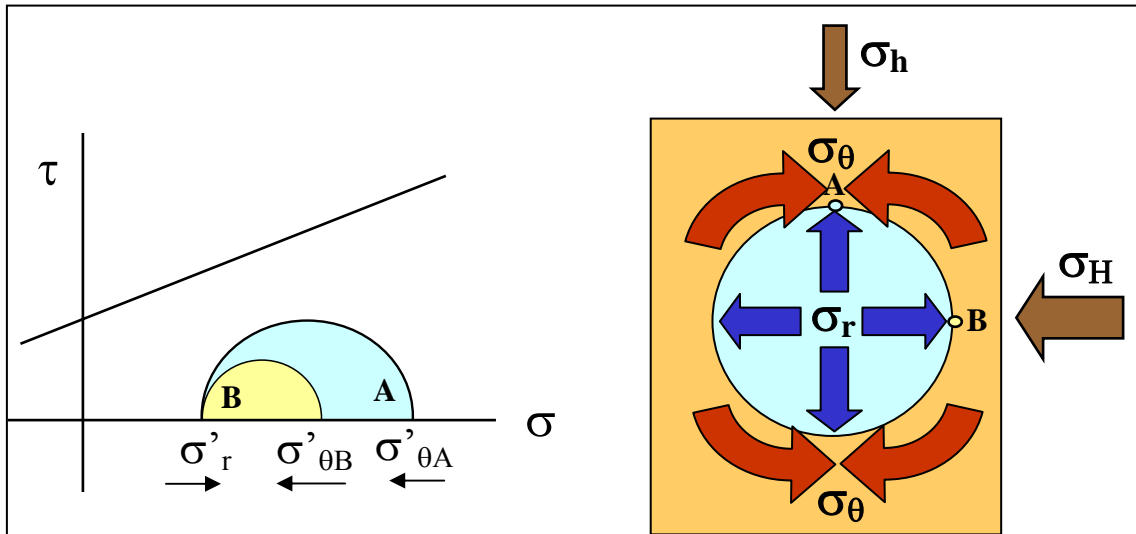


Figura 2.7 – Pozo estable con $\sigma'_r < \sigma'_\theta$, el esfuerzo radial aumenta, y consecuentemente los esfuerzos tangenciales disminuyen.

Caso 4: Segundo aumento de peso del lodo de perforación. El círculo de Mohr “A” continúa reducido en función del aumento del esfuerzo radial y la consecuente reducción del esfuerzo tangencial. Y para el caso del círculo de Mohr “B” el incremento del peso del fluido es tal que lleva al esfuerzo tangencial $\sigma_{\theta B}$ a ser igual al esfuerzo radial, haciendo el círculo “B” el único punto (Figura 2.8).

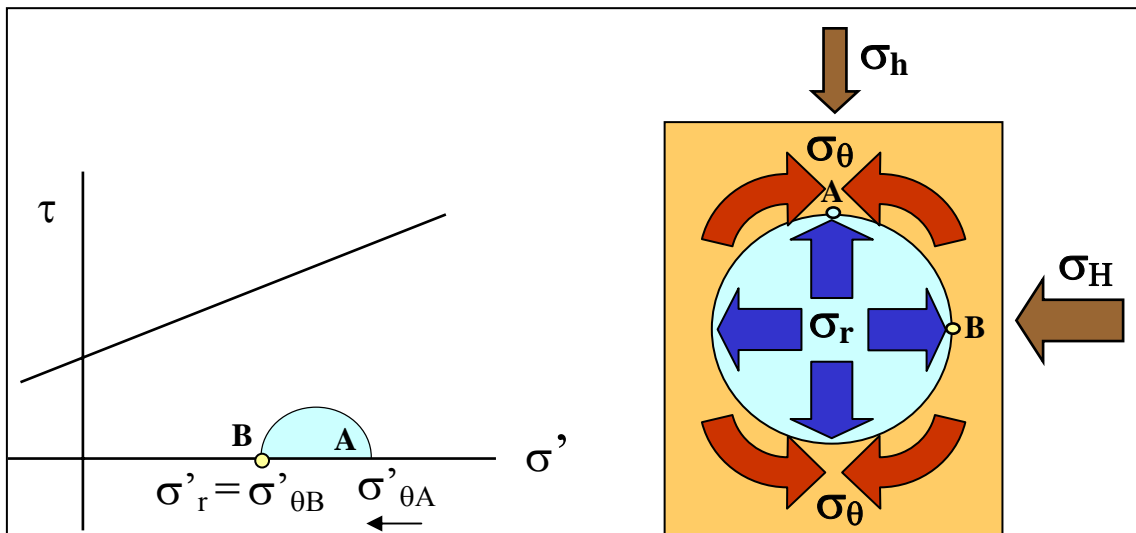


Figura 2.8 – Pozo estable con $\sigma'_r = \sigma'_\theta$ en el punto “B”. Para el caso del círculo de Mohr “B” el incremento del peso del fluido es tal que lleva al esfuerzo tangencial $\sigma_{\theta B}$ a ser igual al esfuerzo radial, haciendo el círculo “B” el único punto.

Caso 5: Tercer aumento en el peso del fluido de perforación. Lo que se observa ahora es una revisión de los esfuerzos en el círculo de Mohr "B", donde el esfuerzo principal mayor pasa a ser σ_r y el esfuerzo principal menor σ_θ . Con esto, el círculo de Mohr "B" volverá a crecer. Y el Círculo de Mohr "A" será convertido en un punto, como los esfuerzos radiales y tangenciales son iguales, como ocurrió con el círculo "B" anteriormente.

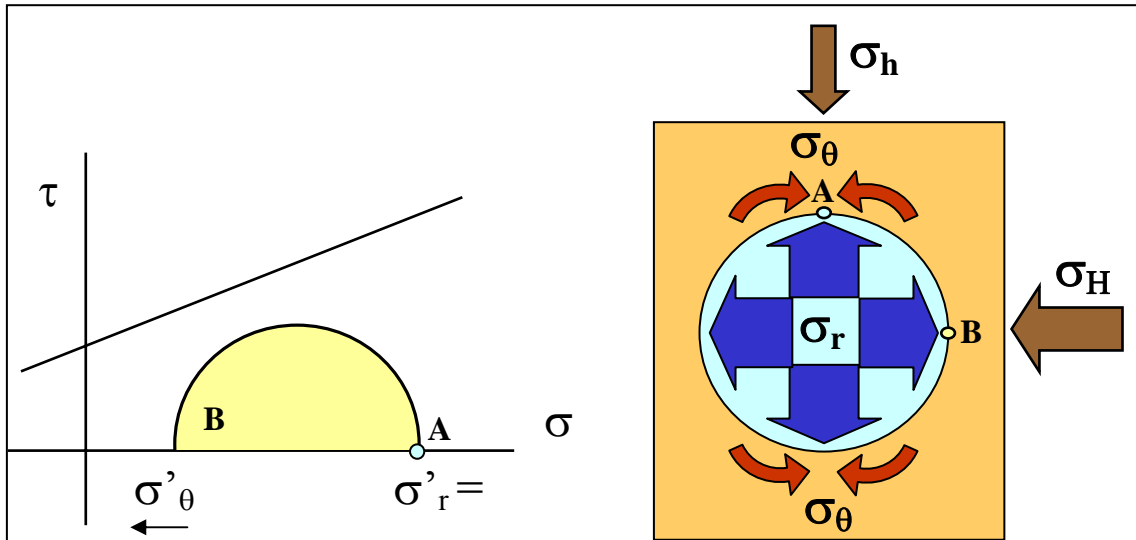


Figura 2.9 – Pozo estable después de la inversión de esfuerzos en el punto "B" donde $\sigma'_r > \sigma'_\theta$. En el círculo de Mohr "B" el esfuerzo principal mayor pasa a ser σ_r y el esfuerzo principal menor σ_θ . Con esto, el círculo de Mohr "B" volverá a crecer.

Caso 6: Último aumento en el peso del fluido de perforación. En esta etapa el esfuerzo radial crece mucho con el incremento del peso del fluido, llevando a una gran reducción de los esfuerzos tangenciales. Este estado de tensores genera un círculo de Mohr "b" muy grande, que toca la envolvente de ruptura, llevando a la falla de la roca. En este caso, ocurre la falla por cizalla en el punto "B" debido a la presión de colapso superior generado por el aumento del peso del lodo (figura 2.10).

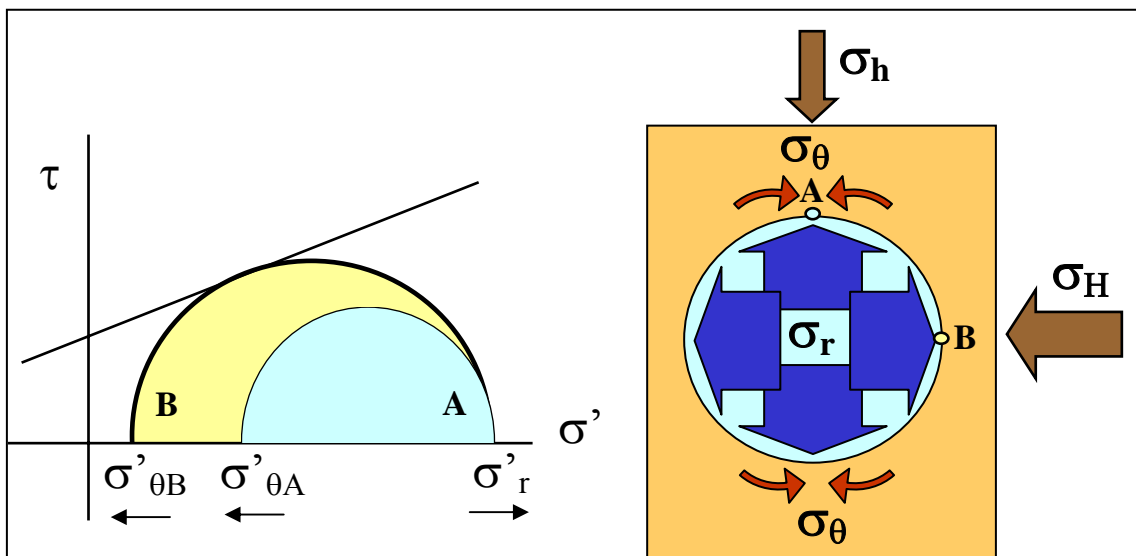


Figura 2.10 – Falla del pozo por cizalla en el punto "B" debido a la presión de colapso superior. Ocurre la falla por cizalla en el punto "B" debido a la presión de colapso superior generado por el aumento del peso del lodo.

La falla por cizalla ocurrirá debido a una diferencia grande entre los esfuerzos, y no debido a un estado de esfuerzo de pequeñas o grandes magnitudes. Esto se muestra en la figura 2.11 donde se puede ver tres círculos de Mohr, cada uno representa un estado de esfuerzo. La diferencia entre los círculos "A" es el de menor esfuerzo, "C" es un poco mayor y "B" es el mayor de todos que toca la envolvente de ruptura, llevando la formación al colapso.

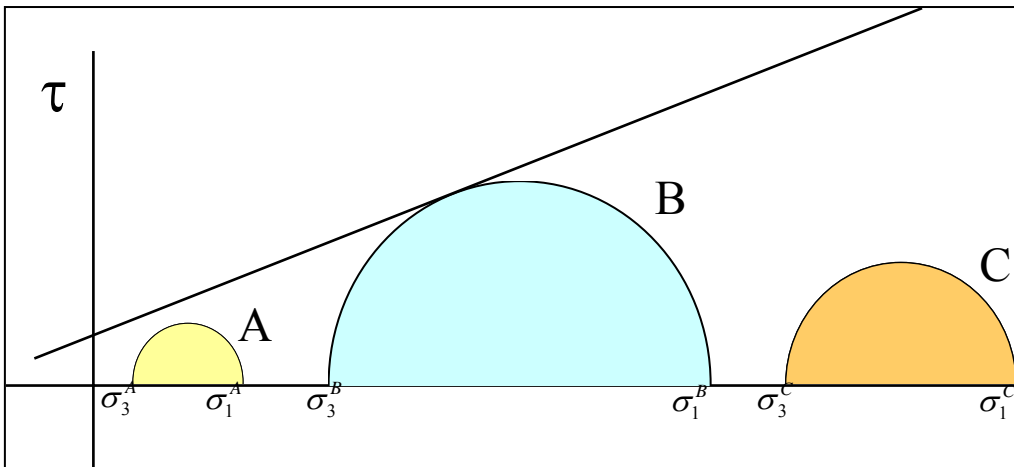


Figura 2.11. – El mayor círculo de Mohr "B" lleva a la falla en la roca debido a la mayor diferencial de presión. Se puede ver tres círculos de Mohr, cada uno representa un estado de esfuerzo. La diferencia entre los círculos "A" es el de menor esfuerzo, "C" es un poco mayor y "B" es el mayor de todos que toca la envolvente de ruptura, llevando la formación al colapso.

2.2.3.- Resultados en un pozo debido a la falla por cizalla.

De acuerdo a la figura 2.12 la falla por cizalla puede tener dos principales consecuencias, dependiendo de la roca perforada:

- Aumento en el diámetro del pozo: debido a la ruptura y desmoronamiento total o parcial de la pared del pozo, ocurre generalmente en las rocas frágiles, pudiendo ser provocado por la erosión mecánica o hidráulica en las rocas débiles.
- Reducción del diámetro del pozo: generalmente en formaciones dúctiles. Debido a este fenómeno es necesario realizar repasos.

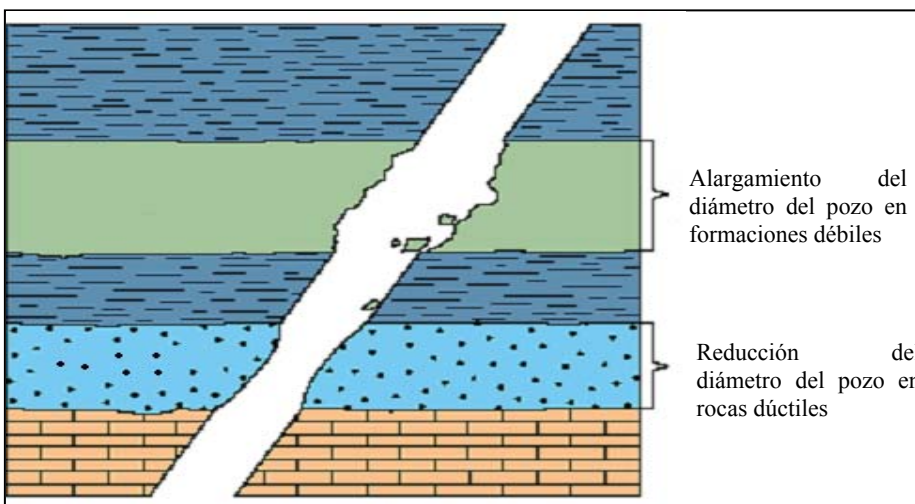


Figura 2.12 – Fallas por cizalla, la imagen muestra el aumento y reducción en el diámetro del pozo.

2.2.4.- Dirección de falla en los derrumbes.

La orientación de las fallas por colapso está relacionada a los esfuerzos horizontales. Para el caso de esfuerzos horizontales “in situ” diferentes, la falla por colapso inferior en un pozo vertical donde el esfuerzo σ_θ es el esfuerzo principal mayor y σ_r es el esfuerzo principal menor ocurrirá en la dirección del esfuerzo horizontal menor como se muestra en la figura 2.13. Este tipo de falla lleva a la sección transversal del pozo a una forma elíptica, manteniendo su eje mayor paralelo al esfuerzo horizontal menor. Este fenómeno denominado “derrumbe” se puede utilizar para determinar la dirección de los esfuerzos horizontales.

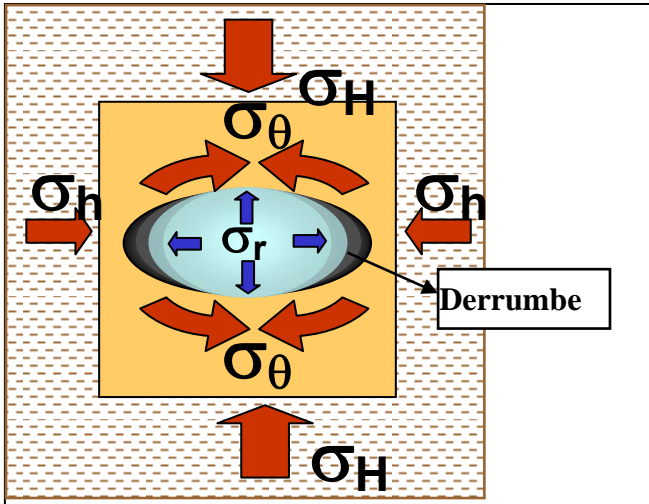


Figura 2.13 – Ocurrencia de derrumbes. Donde el esfuerzo σ_θ es el esfuerzo principal mayor y σ_r es el esfuerzo principal menor que ocurrirá en la dirección del esfuerzo horizontal menor.

2.2.5.- Módulos elásticos ¹⁷.

Son parámetros utilizados en ingeniería para determinar que tan elástico es un material. Un cuerpo es elástico si el cambio de su forma, causado por una fuerza externa, es reversible. Como un resorte que regresa a su forma original después de haber sido comprimido. La deformación elástica puede ocurrir bajo la influencia de elongación, presión, torsión o flexión.

-El **esfuerzo** σ se define como la relación entre la fuerza F entre el área transversal A en la que actúa la fuerza:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Para un esfuerzo normal, la fuerza F es perpendicular al área A, mientras que para el esfuerzo tangencial la fuerza actúa de forma paralela al área.

-**Resistencia** es la capacidad de las rocas de soportar tensiones (compresión, cizalla, tracción, etc). El comportamiento puede ser de diferentes formas (Figura 2.14):

- a) Elástico
- b) Perfectamente plástico
- c) Elastoplástico
- d) Frágil
- e) Dúctil

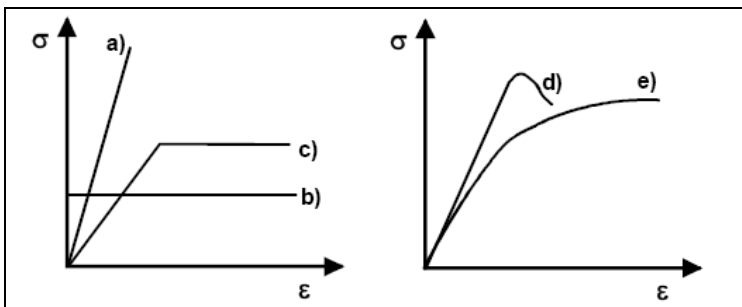


Figura 2.14 – Comportamientos tensión-deformación aplicando compresión en una roca.

2.2.5.1.- Diferentes combinaciones de comportamientos ^{9, 17}.

A continuación se muestra los diferentes tipos de comportamientos y en que roca suceden principalmente.

TIPO	Ejemplo de roca
Tipo I: Elástico	Basalto, cuarcita, dolomía, caliza masiva
Tipo II: Elastoplástico	Caliza porosa, limonita, toba volcánica
Tipo III: Plastoelástico	Gres masivo, algunos granitos
Tipo IV: Plastoelastoplástico A	Margas, gneis
Tipo V: Plastoelastoplástico B	Rocas porosas metamórficas y sedimentarias
Tipo VI: Elastoplástico con fluencia	Rocas evaporíticas

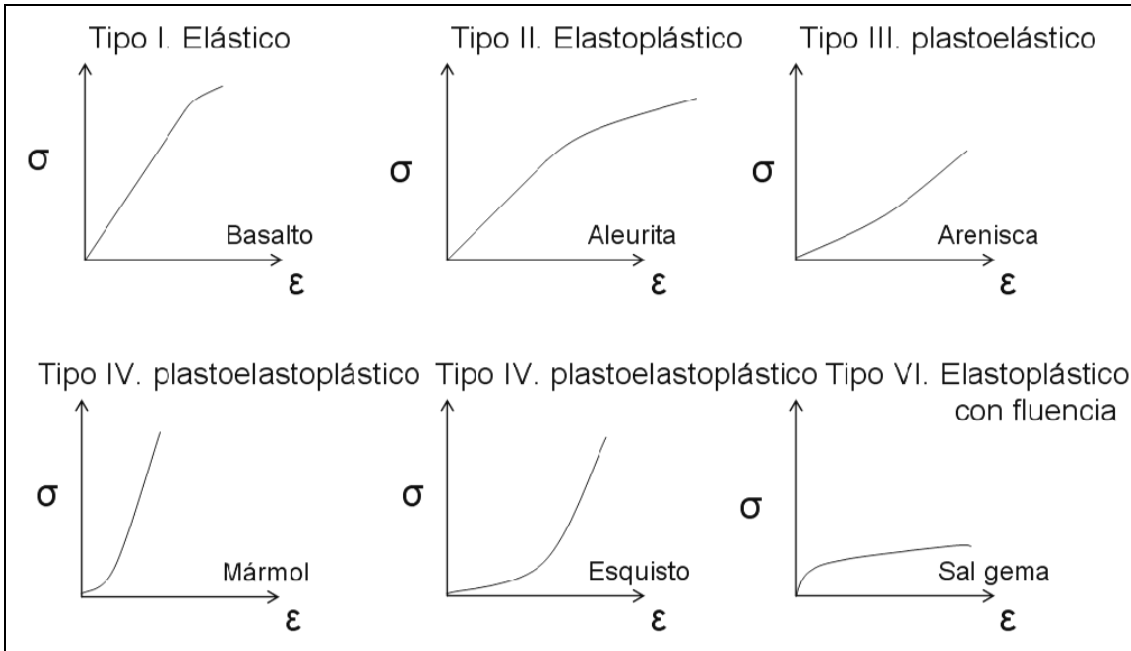


Figura 2.15 –Diferentes combinaciones de comportamientos de resistencia mostrada por las rocas..

2.2.5.2.- Fluencia.

- Deformación de un material sometido a una tensión durante mucho tiempo. Aumento de las deformaciones bajo tensiones constantes

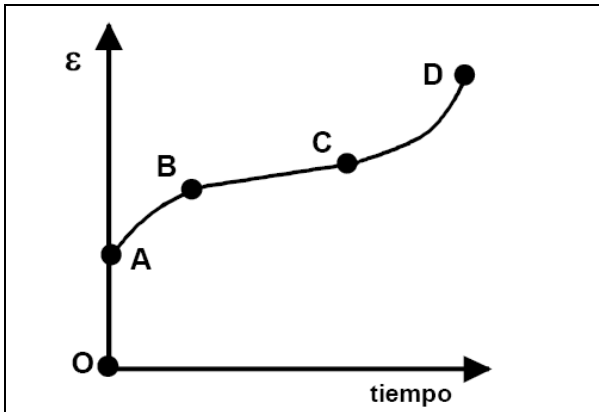


Figura 2.16 Tipos de deformación:

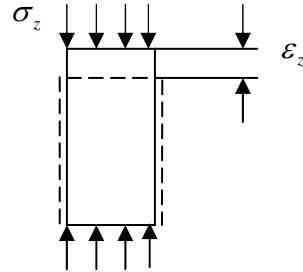
- O – A: Deformación elástica instantánea
- A – B: Fluencia primaria o transitoria (deformaciones diferidas a velocidades de deformación decreciente)
- B – C: Fluencia secundaria o permanente (velocidad de deformación constante)
- C – D: Fluencia terciaria (velocidad de deformación creciente)
- D: Rotura

2.2.5.3.- Resumen de módulos elásticos ^{13, 16}.

Los módulos elásticos dinámicos fueron obtenidos a partir de registros geofísicos mediante algunas modificaciones a las siguientes correlaciones empíricas disponibles en la literatura:

Módulo de elasticidad o Módulo de Young, E:

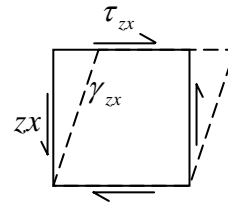
$$E = \frac{\text{tensión}_{axial}}{\text{deformación}_{axial}} = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$



$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$

Módulo de corte (deformación tangencial), G:

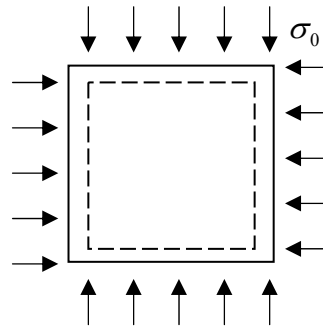
$$G = \frac{\text{tensión}_{tan}}{\text{deformación}_{tan}} = \frac{\sigma_{tan}}{\epsilon_{tan}} = \frac{\tau_{zx}}{\gamma_{zx}}$$



$$G = \frac{\tau_{zx}}{\gamma_{zx}}$$

Módulo de deformación volumétrica, B:

$$B = \frac{\text{tensión}_{isotrópica}}{\text{deformación}_{volumetrica}} = \frac{\sigma_o}{\epsilon_{vol}}$$

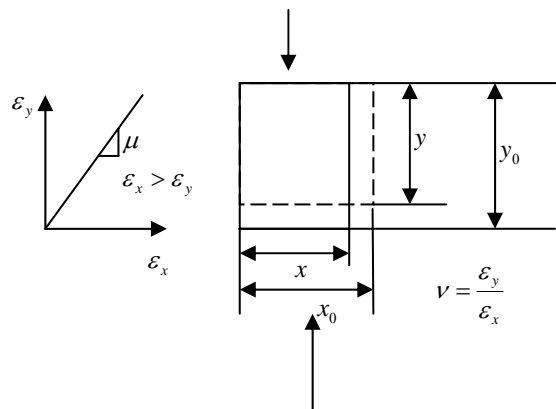


$$B = \frac{\sigma_o}{3\epsilon_z}$$

Coefficiente de Poisson, u:

$$\nu = \frac{\text{deformación}_{lateral}}{\text{deformación}_{axial}} = \frac{\epsilon_{lateral}}{\epsilon_{axial}}$$

$$0 < \nu < 0.5$$



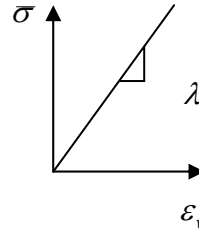
Modulo de Lamé λ :

$$\lambda = \frac{\text{Esfuerzo. medio}}{\text{deformación volumétrica}} = \frac{\bar{\sigma}}{\varepsilon_v}$$

Donde:

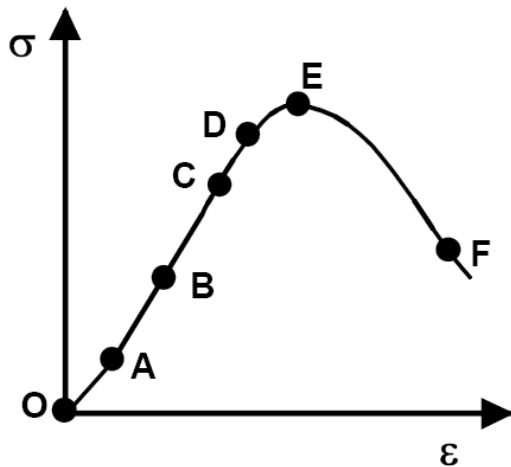
$$\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$



2.2.5.4.- Rotura en roca ¹⁶.

La figura 2.17 muestra el comportamiento mecánico de una roca durante un ensayo de compresión simple.



- O – A: Cierre de fisuras
- A – B: Zona elástica
- B: Inicio de microfisuración
- C: Inicio de macrofisuración
- C – D: Propagación estable de la fisuración
- D – E: Propagación inestable de la fisuración
- E: Rotura → tensión de rotura: σ_p
- E – F: Post-rotura (strain – softening)

Figura 2.17 Comportamiento mecánico durante un ensayo de compresión simple

2.2.5.5.- Parámetros importantes

La resistencia friccional en las fallas de la corteza terrestre limita la diferencia máxima entre magnitudes de esfuerzos.

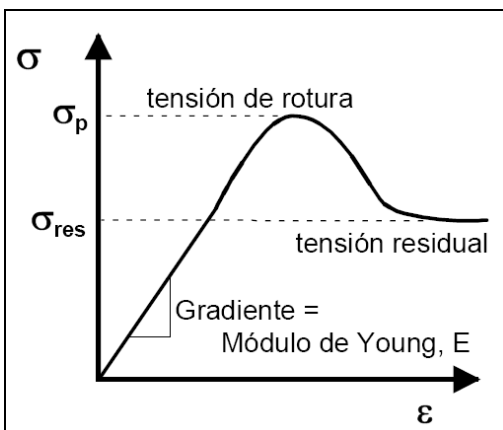


Figura 2.18.- Parámetros importantes durante un ensayo de compresión simple

2.2.5.6.- Tipos de roturas en roca ^{16, 19}.

Las propiedades mecánicas y el comportamiento de las estructuras rocosas son fuertemente influenciadas no solamente por la orientación de las discontinuidades con respecto a las cargas impuestas, sino también por la distribución espacial de aquellas discontinuidades dentro de las estructuras rocosas; tales distribuciones espaciales están lejos de ser regulares, por lo que se ha efectuado un considerable esfuerzo sobre los años pasados en describir tales distribuciones a partir de un punto de vista estadístico; por lo general, aquellas distribuciones estadísticas son de naturaleza empírica y tienen poco valor predictivo.

La figura 2.19 muestra los diferentes tipos de roturas según Goodman (1980):

- a) Rotura por flexión
- b) Rotura por cizalla
- c) Rotura por compresión– tracción– cizalla “crushing”
- d) y e) Rotura por tracción directa

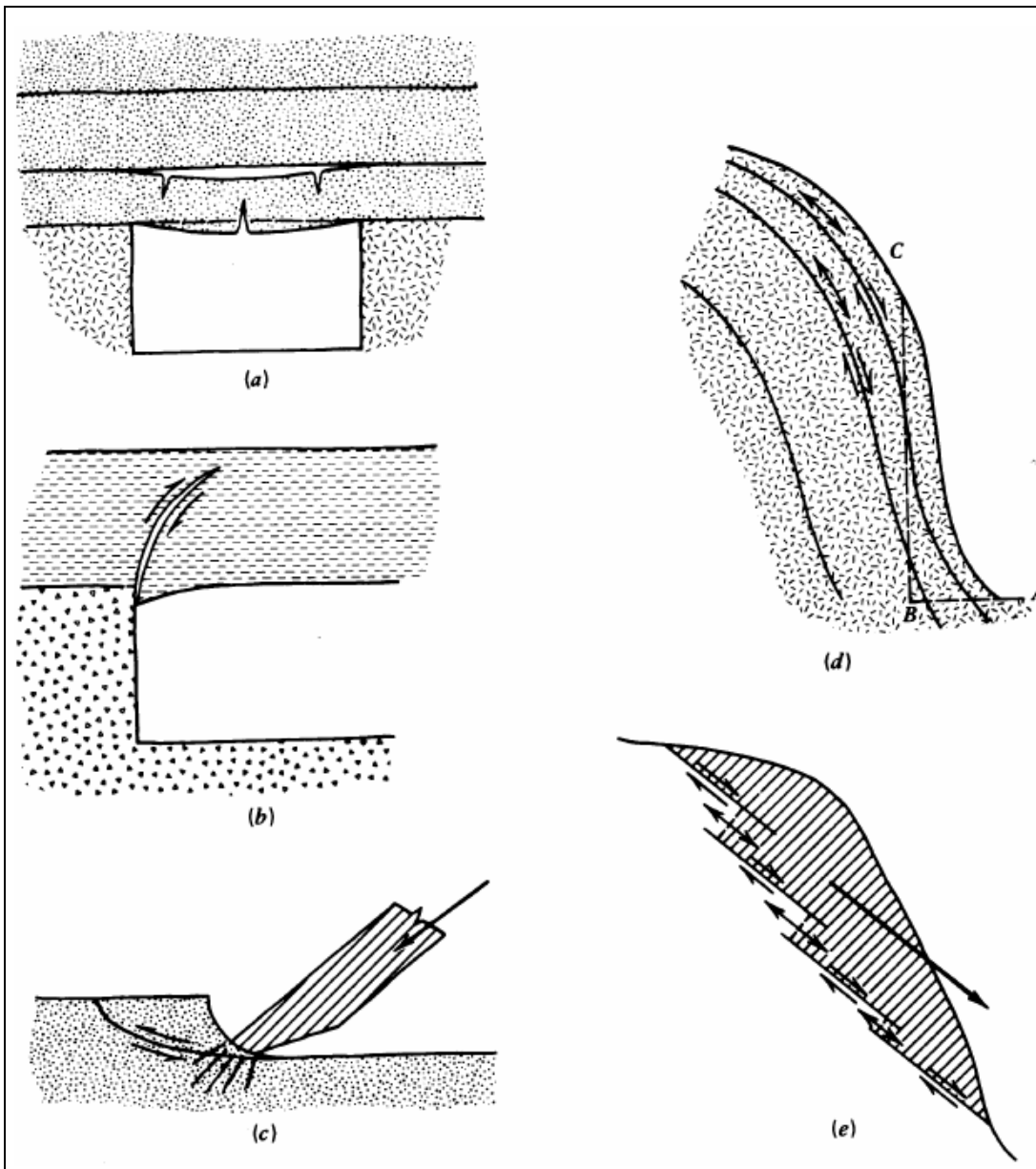


Figura 2.19 – Diferentes tipos de roturas en rocas según Goodman (1980).

2.3.- Tipos de elementos finitos, Integración Reducida y Exacta^{*18}.

2.3.1.- Introducción.

En muchos problemas de ingeniería es necesario hacer la predicción de la distribución esfuerzo - deformación en el medio elástico o elasto-plástico. La solución de elementos finitos es comúnmente tratada en el plano de esfuerzos, el plano de deformación y axisimetría. En la aplicación de la técnica de elementos finitos se supone que:

La continuidad es discretizada por líneas o superficies en un número finito de elementos.

Los elementos se supone que son interconectados en un número discreto de puntos llamados nodos que están situados en los límites del elemento.

Un conjunto de 'funciones de forma' es elegido para definir el estado de deformación dentro de cada elemento finito en términos de desplazamientos nodales.

Las 'funciones de forma' por lo tanto definen únicamente el estado de deformación dentro de un elemento en términos de los desplazamientos nodales. Los esfuerzos junto con cualquiera de los esfuerzos iniciales y las propiedades constitutivas de los materiales definen la situación de esfuerzo a lo largo del elemento.

Una matriz elemental de rigidez relaciona los grados de libertad a un sistema de fuerzas concentradas en los nodos que equilibran las cargas aplicadas externamente.

Crear matrices de rigidez para todos los elementos ofrece la matriz de rigidez de la estructura.

La matriz estructural de rigidez relaciona los grados de libertad desconocidos a las fuerzas aplicadas en las fronteras.

Aunque el método de elementos finitos es una técnica numérica de discretización para modelar la continuidad, corregir las cargas de colapso puede ser predicho para varios problemas.

Una solución converge a una carga de colapso exacta cuando el teorema de compresibilidad está demostrado y el orden de integración es tal que el volumen de un elemento finito se determina exactamente. El número de puntos de integración aplicado en un determinado procedimiento es algo muy importante junto con funciones de forma utilizadas para describir las variaciones de desplazamiento en el elemento.

En los volúmenes calculados se debe considerar:

- Las funciones de Forma y sus derivados deben ser continuas en el elemento que describen.
- Las funciones de Forma y sus derivadas deben permitir:
 - Desplazamientos nodales causados por cuerpos rígidos traslaciones y rotaciones a ocurrir, sin forzar el elemento y sin cambiar la energía de tensión en el elemento.
 - Que todos los estados de deformación uniformes existan dentro del elemento.
 - Deben satisfacer la compatibilidad interna en el elemento y también mantener la compatibilidad de los desplazamientos entre los elementos adyacentes a los nodos y a lo largo de las fronteras.

Las 'funciones de forma' únicamente definen el estado de deformación dentro de los elementos finitos siempre que el teorema de incompresibilidad:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta = 0 \tag{2.12}$$

Sea satisfecho. Bajo condiciones de esfuerzo plano $\varepsilon_\theta = 0$ por lo tanto, el número de limitaciones impuestas por la compatibilidad de los elementos es inferior al número necesario para condiciones axisimétricas. Por lo tanto, es más difícil predecir las cargas de colapso en axisimetría. Para satisfacer la ecuación 2.12 conociendo las funciones de forma del elemento finito, el menor número de puntos de integración deben ser necesariamente definidos para evaluar el volumen de este elemento. Si el número de puntos de integración es tal que permite la determinación de la ecuación 2.12 en toda el área del elemento la regla de integración es de tipo 'exacta'. Si se especifica un número menor de puntos de integración que el requerido por la integración exacta entonces se considera una integración de tipo 'reducida'. Este tipo de integración reducida satisface la ecuación 2.12 a los puntos de integración y sólo se debe prever lo necesario a fin de que pueda ser suficiente para calcular el volumen del elemento con la mayor exactitud como lo hace de tipo "exacta".

Este problema ahora se investiga para un elemento finito isoparamétrico cuadrilateral de ocho nodos, donde las variaciones espaciales de las coordenadas y los desplazamientos en los elementos son calculados usando 'funciones de forma' definidas en un sistema de coordenadas local.

2.3.2.- Elemento finito tipo rectangular de ocho nodos.

El sistema de coordenadas local utilizado para definir la las funciones de forma del elemento y la localización de los puntos de Gauss para la integración numérica se muestran en la Figura 2.20.

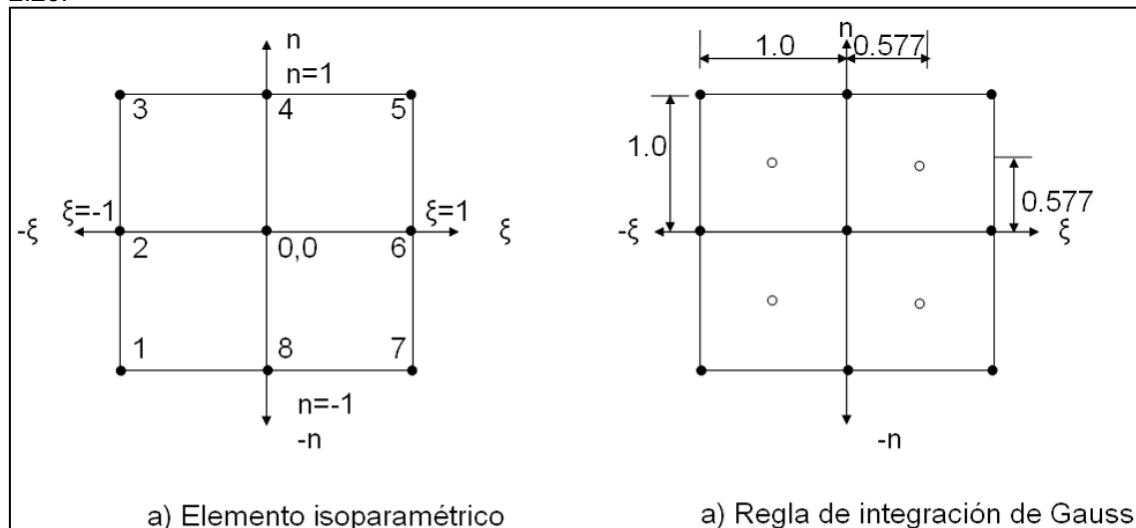


Figura 2.20 – Representación de elemento de de elementos finitos de ocho nodos cuadrilateral.

Las 'funciones de forma' polinomiales en el sistema local de coordenadas en las esquinas de los nodos son definidas como:

$$\begin{aligned}
N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(-\xi-\eta-1) \\
N_3 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(-\xi+\eta-1) \\
N_5 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)(\xi+\eta-1) \\
N_7 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)(\xi-\eta-1)
\end{aligned}
\tag{2.13}$$

Mientras que en los nodos medios

$$\begin{aligned}
N_2 &= \frac{1}{2}(1-\xi)(1-\eta^2) \\
N_4 &= \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1+\eta) \\
N_6 &= \frac{1}{2}(1+\xi)(1-\eta^2) \\
N_8 &= \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1-\eta)
\end{aligned}
\tag{2.14}$$

Debido a la simetría, las funciones de forma en un rectángulo de ocho nodos como se ve en las ecuaciones (2.13) y (2.14), son funciones simples en los ejes locales ξ y η . Entonces, sus derivadas son fácilmente extrapolables del conjunto de ecuaciones de arriba. Para predecir las cargas de colapso en problemas axisimétricos se debe de aplicar la "reducción" de las reglas de integración.

2.3.3 Integración numérica en el área del elemento finito.

Centramos la atención en los procedimientos de integración numérica de elementos triangulares. Estos representan una complicada tarea matemática para determinar el número de puntos de integración y su ubicación de modo que las áreas elementales se puedan determinar exactamente y que satisfaga el teorema de compresibilidad. Esto es particularmente el caso para triángulos de tensión de 15 nodos cúbicos.

Se ha demostrado que el grado de condición de preservación puede ser logrado a lo largo de áreas triangulares, si una clase de matrices positivas simétricas definidas se utilizan en el análisis de elementos finitos y las "funciones de forma" en cada nodo son polinomios, en la medida del dominio de variables.

Considerando el elemento de la matriz de rigidez

$$[KM] = \int_V [B]^T [D][B] dV
\tag{2.15}$$

Donde:

$[B]$ Es la matriz elemento esfuerzo-desplazamiento

$[D]$ Es la matriz elástica de esfuerzo-deformación

V Representa el dominio de la integración

Aplicando la transformación:

$$[B^*] = [U^*][B]$$

Donde $[U^*]$ esta representada por :

$$[D] = [U^*]^T [U^*]$$

Por lo que :

$$[KM] = \int_V [B^*]^T [B^*] dV = \sum_{i=1}^P \int_V [B^*]_i^T [B^*]_i dV \quad 2.16$$

La representación estándar de elementos finitos requiere que:

$$[B^*]_i = [N]_i \{a\}_i$$

Aquí $[N]_i$ y $\{a\}_i$ son las funciones de forma y los coeficientes de Ritz-Galerkin respectivamente, de dimensión q . Si asumimos que m_i son modos independientes de $[N]_i$, $m_i < q$, y que estos pueden ser agrupados por $\{S\}_i$ usando

$$[N]_i = [A]_i \{S\}_i$$

Donde $[A]_i$ es una constante de la matriz $q * m_i$ la ecuación 2.16 será:

$$[KM] = \{a\}^T \sum_{i=1}^P \{ [A]_i \{H\}_i [A]_i^T \} \{a\} \quad 2.17$$

Donde las matrices $m_i * m_i$ que son de interés son:

$$\{H\}_i = \int_V \{S\}_i \{S\}_i dV$$

Estas son evaluadas por medio de integración numérica y con la condición:

$$\{H\}_i = \sum_{s=1}^n \{W_s\} \{S\}_i^{(s)} \{S\}_i^{(s)} \quad 2.18$$

El mantenimiento definido positivo debe ser examinado definiendo los pesos de los coeficientes de los puntos de integración n_i como $\{w_s\}$.

La ecuación 2.18 Se puede escribir como:

$$H_i = S_i W S_i^T$$

Donde :

$$W = \text{diag}(\{W_s\}) \quad 2.19$$

y

$$S_i = [\{S\}_i^1, \{S\}_i^2, \{S\}_i^3, \dots, \{S\}_i^s]$$

Es obvio que para H_i de la ecuación 2.19 para obtener el rango de m_i , el número de puntos de integración n_i deben satisfacer la condición:

$$n_i \geq m_i$$

Entonces es necesario establecer el valor de m_i . Para hacer esto, debemos hacer los modos de $\{S\}_i$ completamente polinomiales de grado d y t es la dimensión del dominio integrador V

Entonces el número de modos m_i es:

$$m_i = \frac{(t+d)!}{t!d!}$$

Para cumplir esta ecuación la matriz de elementos de rigidez que definen la ecuación 2.16 nunca debe indicar singularidades, ya que es positiva y definitiva.

2.3.4.- Integración 'Exacta' y 'Reducida'.

En esta sección se presenta un criterio exacto para predecir cargas de colapso utilizando las fórmulas tradicionales de desplazamiento. Se muestra que se debe cumplir el teorema de compresión y que el número y la ubicación de los puntos de integración deben ser elegidos correctamente.

El principio de trabajo virtual es fundamental para la mecánica estructural y es aplicable tanto a los problemas estáticos y dinámicos. El principio de trabajo virtual puede ser derivado independientemente de las propiedades mecánicas del material en uso y por lo tanto es válido para cualquier estado del cuerpo- sólido, líquido o gaseoso, elástico o plástico. Para un cuerpo en equilibrio las fuerzas actuando no inician ningún movimiento del cuerpo. No se realiza trabajo por el sistema de fuerzas en equilibrio.

El termino desplazamiento virtual significa un desplazamiento pequeño e imaginario desde la posición de equilibrio que no viola las condiciones geométricas o limitaciones impuestas sobre los movimientos o patrones de deformación del cuerpo. Este desplazamiento virtual puede ocurrir pero no ocurre realmente es una conveniencia matemática.

El ritmo de deformación y la variación de esfuerzos y deformaciones desempeñan un papel central en la obtención de ecuaciones de trabajo virtual. Aplicando el principio de trabajo virtual a mecánica estructural, los esfuerzos y deformaciones deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\int_S \dot{T}_i \dot{u}_i dS = \sum_{elem} \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \quad 2.20$$

Donde:

σ_{ij} Es el ritmo de esfuerzo a partir de la ley constitutiva prescrito en términos del esfuerzo actual

\dot{u}_i Denota el campo de velocidades, el cual puede ser o no dependiente del campo de esfuerzos

$\dot{\epsilon}$ Es el ritmo de esfuerzo asociado con la velocidad \dot{u}_i

\dot{T} Representa el ritmo de tracción en la superficie sobre el área S

Expresando los esfuerzos y las deformaciones mostradas arriba en términos de esfuerzos deviatoricos:

$$\sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} = \dot{s}_{ij} \dot{e}_{ij} + \frac{1}{3} \sigma_{kk} \dot{\epsilon}_{kk} \quad 2.21$$

Donde:

\dot{e}_{ij} Es el ritmo de deformación deviatorica

\dot{s}_{ij} Es el ritmo de esfuerzo deviatorico.

Como la deformación plástica se asume puramente deviatorica el término hidrostático $\frac{1}{3} \sigma_{kk}$

puede ser expresado como:

$$\sigma_{kk} = 3 * K * \dot{\epsilon}_{kk} \quad 2.22$$

Aplicando las ecuaciones 2.21 y 2.22 en 2.20 finalmente obtenemos:

$$\int_S \dot{T}_i \dot{u}_i dS = \sum \int_V (\dot{s}_{ij} \dot{e}_{ij} + K(\dot{\varepsilon}_{kk})^2) dV \quad 2.23$$

Donde $\dot{\varepsilon}_{kk}$ es el incremento dilatacional de deformación. K es el modulo de compresibilidad del material el cual puede ser expresado en términos del modulo de Young E y la relación de Poisson ν como:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad 2.24$$

La teoría de plasticidad requiere que:

$$\dot{\varepsilon}_{kk} = 0$$

Este es el teorema de incompresibilidad expresado en la ecuación 2.12, e indica que el trabajo plástico realizado en un elemento plástico por el esfuerzo de 'cedencia' puede ser calculado sumando el trabajo realizado por cada componente de esfuerzo.

La ecuación 2.24 para campos de esfuerzos estadísticamente admisibles σ_{ij} será:

$$\int_S T_i \dot{u}_i dS = \sum \int_V (s_{ij} \dot{e}_{ij}) dV = 0$$

Las soluciones obtenidas utilizando el método de elementos finitos por lo tanto son admisibles si el principio de trabajo virtual está sea satisfecho por:

El teorema de incompresibilidad esta satisfecho en el dominio de elementos finitos.

Todos los puntos de esfuerzos se encuentran en la superficie de "cedencia" para todos los puntos de integración de la malla.

Si se conocen estos dos requerimientos, entonces las cargas de colapso pueden ser evaluadas exactamente, suponiendo que los procedimientos de integración calculen exactamente los volúmenes elementales.

La relación de 'incompresibilidad' esta definida como la relación (numero de grados de libertad)/numero de limitaciones) donde el numero de limitaciones se deriva de las condiciones de compatibilidad. Si una malla de elementos finitos tiene el mismo tipo de elementos se puede mostrar que la 'relación de incompresibilidad' para la malla es la misma para esta y para un elemento individual. Bajo estas circunstancias las cargas de colapso para la estructura puede ser predicha exactamente siempre que la 'relación de compresibilidad' para un elemento sea mayor o igual a uno.

2.4.- Grados de libertad por elemento * 18.

Considerando un elemento finito típico. Para cualquier lado recto del elemento la suma de los ángulos nodales internos puede ser fácilmente calculado como un múltiplo entero de π . Esto muestra que, para un elemento rectangular de ocho nodos la suma de sus ángulos internos de los nodos es 6π . Esto muestra que si una malla de elementos finitos tiene "n" elementos finitos uniformes entonces:

$$\lim_{p \rightarrow 0} \left(\frac{p}{n} \right) = m$$

Donde p es total de grados interiores de libertad de la malla de elementos finitos y m es un múltiplo de π . Aunque la ecuación anterior es cierta sólo para los elementos de lados rectos esta es igualmente aplicable a los elementos curvos siempre se utilice una malla de elementos refinados.

2.4.1.- Número de constantes por elemento.

Para mostrar como se puede evaluar el número de constantes por elemento, se considera un cuadrilátero de cuatro nodos isoparamétrico mostrado en la figura 2.21:

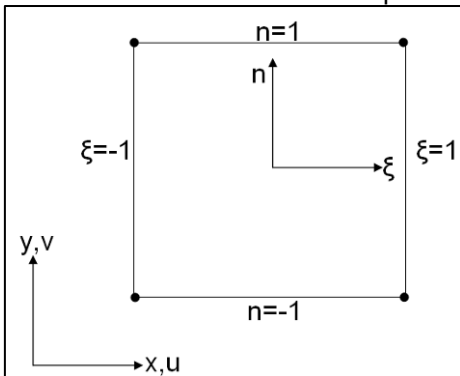


Figura 2.21 - Elemento nodal isoparamétrico cuadrilátero.

Usando los triángulos de Pascal en la figura 2.22, la variación de desplazamiento dentro de cada elemento puede ser expresada en términos de coordenadas globales como:

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y + a_4xy \\ v &= a_5 + a_6x + a_7y + a_8xy \end{aligned} \tag{2.25}$$

Donde u y v denota los desplazamientos en las direcciones x y y respectivamente y $a_1, a_2, a_3, \dots, a_8$ son los coeficientes de Ritz-Galerkin

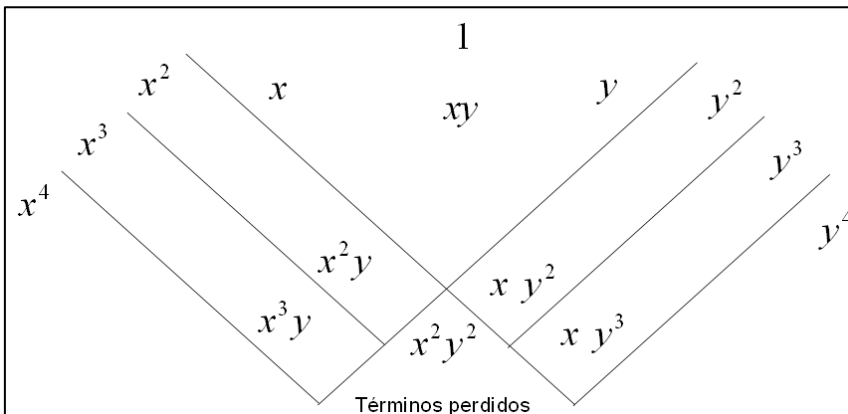


Figura 2.22- Triángulos de Pascal para elementos cuadriláteros

Bajo condiciones de deformación plana, para satisfacer la incompresibilidad plástica, la siguiente ecuación debe ser cumplida:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x + \varepsilon_y &= 0 \\ o \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \tag{2.26}$$

De la ecuación 2.26, obtenemos:

$$(a_2 + a_7) + a_4y + a_8x = 0 \tag{2.27}$$

Esta ecuación puede ser satisfecha totalmente en el área del elemento finito si:

$$a_2 + a_7 = a_4 = a_8 \tag{2.28}$$

Para un elemento rectangular de cuatro nodos la condición de incompresibilidad tiene tres constantes sobre el campo de desplazamiento como se tiene en 2.25. En el análisis de elementos finitos es usual evaluar las contribuciones de los elementos de la matriz de rigidez a los puntos de integración. Para un cuadrilátero de cuatro nodos, se utiliza una cuadratura Gaussiana de 2x2. El teorema de incompresibilidad debe ser satisfecho por cuatro localizaciones independientes dentro del elemento. Tomando en cuenta la notación matricial, el volumen constante requerido para una deformación plana se presenta como:

$$\begin{bmatrix} 1 & y_1 & 1 & x_1 \\ 1 & y_2 & 1 & x_2 \\ 1 & y_3 & 1 & x_3 \\ 1 & y_4 & 1 & x_4 \end{bmatrix} \bullet \begin{Bmatrix} a_2 \\ a_4 \\ a_7 \\ a_8 \end{Bmatrix} = 0 \quad 2.29$$

Donde $(x_1, y_1), \dots, (x_4, y_4)$ son las coordenadas de los puntos de integración que satisfacen la ecuación 2.28.

En contraste con esto, si la regla de integración de un punto se emplea para evaluar la matriz de rigidez de un elemento cuadrilateral de cuatro nodos, la incompresibilidad plástica debe ser satisfecha a este punto particular y así solo una constante es impuesta, esto es:

$$a_2 + a_7 + a_4 y_1 + a_8 x_1 = 0 \quad 2.30$$

Donde (x_1, y_1) son las coordenadas de un punto de integración en particular. En el primer caso, cuando se utilizan tres constantes en el problema se aplica la integración exacta, mientras que en la segunda se aplica la integración reducida. En ambos casos se satisface la incompresibilidad a un punto de integración en particular.

Similarmente, bajo condiciones axisimétricas el teorema de incompresibilidad será:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{u}{r} &= 0 \end{aligned} \quad 2.31$$

Bajo condiciones axisimétricas, el número de constantes por elemento son cuatro. Esto es posible de indicar si el elemento rectangular de cuatro nodos es adecuado para predecir las cargas de colapso bajo un plano de deformación y/o condiciones axisimétricas.

De las ecuaciones 2.20 la suma de los grados internos de libertad para un nodo cuadrilateral de cuatro nodos es 2π . De la ecuación 2.28 el teorema de incompresibilidad tiene tres constantes en términos de la integración 'exacta' y de la ecuación 2.30 solo tiene una constante para la integración 'reducida'. La 'relación' de incompresibilidad será 2/3 cuando se utiliza la integración 'exacta' dos, cuando se aplica la integración 'reducida'. En este caso el elemento rectangular isoparamétrico de cuatro nodos es teóricamente adecuado para predecir cargas de colapso usando la integración 'reducida' y no es adecuado para la integración 'exacta'. Se deben aplicar conclusiones similares si se consideran condiciones axisimétricas.

Básicamente la diferencia entre la integración 'exacta' y 'reducida' es que en el primer caso, se satisface la incompresibilidad totalmente en el área del elemento, mientras que en el último caso, sólo será satisfecho en los puntos de integración. El número de puntos de integración aumentará a medida que la malla de elementos finitos se refine. La incompresibilidad plástica es ahora satisfecha en un mayor número de puntos dentro de la malla y en la mejora de las condiciones de cargas de colapso, por lo tanto, se obtendrá utilizando esquemas de integración 'reducida'.

Siempre que la relación de compresibilidad para el tipo de elemento utilizado en el análisis sea mayor o igual a la unidad está garantizada la convergencia.

Las tasas de convergencia también se pueden mejorar mediante el aumento del orden de las 'funciones de forma'.

2.5.- Recomendaciones para la elaboración de modelos de elementos finitos ^{* 18}.

2.5.1-Idealización.

En primer lugar, en cualquier análisis, es necesario discretizar la continuidad, subdividiendo la estructura en elementos finitos de una, dos o tres dimensiones por líneas ficticias y / o superficies. Por lo tanto, la estructura está representada por un conjunto de formas geométricas simples en lugar de tener un esquema geométrico complejo. Se supone los elementos que están interconectados en un número discreto de puntos nodales situados en las fronteras de los elementos. La forma en que la estructura debe ser mallada debe depender de:

La naturaleza física de la propia estructura.

Los tipos de elementos que se utilizarán.

La extensión del área de intersección.

El tipo de análisis: estático, dinámico, potencial, eigenvalor, térmico y no-lineal

El costo de procesamiento del análisis y la forma en que se aplican las cargas.

2.5.2.- Subdivisión de la estructura.

Normalmente es trivial decidir la forma de subdividir la estructura en elementos finitos por la especificación física de la estructura. En estructuras discontinuas como un domo salino, las interrupciones son evidentes en el material de las fronteras.

Hay dos aspectos que siempre deben ser buscados inicialmente: la simetría y la repetición.

En muchas estructuras, la simetría puede ser usada para reducir significativamente el tamaño del problema a resolver. El uso de esta condición reduce, no sólo el número de elementos que intervienen, pero normalmente reduce significativamente el ancho de banda de las ecuaciones a resolver también. Como el costo de la solución es proporcional al cuadrado del ancho de banda, este es un factor muy importante. Con simetría, el plano simétrico es un obstáculo para seguir siendo plana. Esta técnica también puede ser utilizada en simetría radial, como en los discos.

Las cargas también tendrán que ser simétricas, aunque a veces es posible usar combinaciones de cargas para dar resultados asimétricos de cargas en estructuras simétricas, cuando se realiza un análisis elástico.

Sin embargo el "Paquete" utilizado incorpora ecuaciones muy sofisticadas para ayudar a resolver estos problemas.

2.5.3.- Tamaño de celdas.

Aparte de las limitaciones impuestas por la naturaleza física de la estructura, la dimensión de malla debe ser elegida para tres factores principales. El requisito es que el elemento debe ser capaz de representar matemáticamente el área física esto define el grado necesario. Por lo tanto, tal vez sea posible para la malla con un gran número de elementos bastante simples o un número mucho menor de elementos de orden superior. Esta es la razón por la que los elementos de orden superior se han adoptado para su uso dentro del "Paquete" utilizado.

La malla básica debe ser refinada o cambiada dependiendo del área de interés. Con marco de las estructuras, la respuesta total es normalmente la que esperamos y requiere refinamientos locales. En el análisis de cuerpo sólido existe a menudo una región de interés principal, este tendrá que tener una malla refinada adecuadamente. En otros lugares sólo es necesario

garantizar que la carga se difunda correctamente en la zona de interés. De ahí que el perfeccionamiento de malla puede ser necesario en las áreas de restricción y localizar la aplicación de la carga para garantizar que la difusión de la carga es correcta. En la interfaz de la región también es necesario garantizar un cambio gradual en el tamaño del elemento para garantizar que los elementos individuales se puedan desarrollar correctamente.

2.5.4.- Tipo de elementos.

El "Paquete" utilizado emplea el método de 'desplazamiento' para el análisis básico de elementos finitos. Según este método, los desplazamientos son elegidos como las principales incógnitas, con las deformaciones que se determinará a partir del desplazamiento calculado en el campo.

Este método es utilizado por la mayoría de los paquetes de elementos finitos. En esta técnica, el desplazamiento del sistema de nodos se supone que deben ser valores desconocidos sólo en los puntos nodales de modo que la variación dentro de cualquier elemento se describe en términos de los valores nodales por medio de funciones de interpolación, ,

Los elementos de los esfuerzos se calculan a partir de las deformaciones de forma que se garantice la satisfacción de las ecuaciones de equilibrio y plasticidad. Siempre que el elemento 'función de forma' ha sido elegido de modo que no existen particularidades en los integrados de la función, la energía potencial total de la continuidad será la suma de las contribuciones de energía de los distintos elementos. Cuando la suma de las contribuciones es igual a cero cuando los resultados en un sistema de ecuaciones de equilibrio tiene completa continuidad. Estas ecuaciones se resuelven por cualquier técnica estándar para el rendimiento de los desplazamientos nodales.

El elemento de formulaciones por el método de desplazamiento, debe garantizar la continuidad de los desplazamientos a través de las fronteras de los elementos. Por lo tanto, es necesario que todas las fronteras en los nodos de elemento estén plenamente conectadas a las líneas adyacentes de nodos, de otro modo no se transmite las fuerzas a través de la continuidad correctamente y los bordes del elemento se deforman localmente.

2.5.5.- Elementos de forma y tamaño.

Qué tan grande es un elemento y su forma se regirán por que tan correcto este el sistema de mallado de la estructura

El principal requisito para este probablemente será para definir una malla gruesa, excepto en el área de interés, por razones de economía. La malla gruesa por lo tanto, necesitara hacer frente a la carga a través de la difusión de la estructura. La malla fina necesitara tener suficiente detalle y los componentes de esfuerzos necesarios para la estructura desarrollada.

Definiendo estas dos áreas y la región de transición, algunos elementos es probable que se deformen a la forma adecuada de la estructura, los elementos de orden bajo no tendrán un buen desempeño cuando se extraen de relaciones de aspecto de 1:1 y elementos de orden menor no debe ser utilizados cuando se tiene una forma de "clavó". Elementos de orden superior puede hacer frente a un orden de magnitud de mayor distorsión. Por lo tanto, los elementos de ocho nodos pueden darse a menudo con relaciones de aspecto de hasta 1:7, mientras que el elemento equivalente rectangular puede subir a las órdenes de 1:10 y provoca poca degradación en el desarrollo.

Al trabajar con estas directrices generales hay que recordar que entre los puntos nodales de la definición del elemento esta la 'función de forma'. Si estos puntos se colocan de manera que causa formas peculiares de borde, pueden causar puntos de integración que se mueven fuera de la frontera relevante. Este suceso provoca una singularidad del elemento y la ejecución del programa normalmente se aborta.

Existen tres técnicas de soluciones principales utilizadas en el método de elementos finitos. Estas son la de dentro del núcleo del horizonte, la de fuera del núcleo del horizonte y los procesos interactivos. En las soluciones de horizonte la diagonal central distinta de cero parte de la matriz de rigidez definida en la estructura almacenada. Estas entonces se resuelven en su totalidad o en partes. En caso de que se resuelva en las partes, entonces la solución de fuera del núcleo dice que está en uso. El método de fuera del núcleo se usa para problemas de más horizontes.

Las soluciones iterativas son independientes del elemento y / o el orden de la secuencia nodal. La matriz de rigidez debe ser positiva y definitiva para problemas grandes, esto proporciona un eficaz uso del CPU y de la memoria.

Como norma general siempre es una buena práctica numerar la estructura para un óptimo ancho de banda y el ancho del frente. Esto aumentará la capacidad del "Paquete" para resolver problemas que demandan grandes cantidades de memoria, aunque esto no es importante para el solucionador iterativo.

2.5.6.- Particularidades.

La precisión de la solución dependerá de los condicionamientos de las ecuaciones. En términos físicos esto puede ser considerado como la relativa rigidez de las contribuciones dadas por las ecuaciones involucradas.

Es un requisito para todas estas soluciones que la estructura no tenga espacios libres y las restricciones deben ser introducidos para prevenir esto. No obstante, es importante para no sobredeformar la estructura que esta debe ser libre para deformarse en una verdadera forma física.

En ocasiones, las estructuras deben ser modeladas como que físicamente las áreas débiles están apoyadas por estructuras rígidas, condiciones que soporten cuerpos suspendidos que suelen tener este problema cuando los soportes utilizados pueden ser variados a lo largo de la longitud.

Se debe tener mucho cuidado en el control de la fuerzas de reacción y tratar de definir la estructura a fin de que numéricamente el progreso de la solución de ecuaciones sea de "duras" a "más débiles". Esto evita los saltos bruscos en la rigidez relativa.

2.5.7.- Cargas.

Todos los paquetes proporcionan una gama de tipos de carga. Puntos de cargas y distorsiones son la base de todas las cargas que se aplican al final de la estructura. Sin embargo, patrones más sofisticados de presión y las fuerzas de cuerpo se puede aplicar utilizando el elemento de forma interna y las funciones, por tanto, las cargas nodales equivalentes se calcularán para dar la correcta distribución matemática y adaptarse a esa función. Si esto no se utilizó, dividir las cargas en ocho nodos dará la misma tendencia a causar alta distorsión en los nodos de las esquinas en comparación con los nodos medios.

2.5.8.- Dinámica y no-linealidad.

El análisis dinámico normalmente puede ser hecho con un modelo más simple que para el análisis de un modelo estático. A menudo, el número de grados de libertad considerados en los nodos también pueden reducirse.

La masa matriz de la estructura puede ser descrita sólo considerado los términos de la diagonal principal (grupo de masa) o en su totalidad (en masa consistente). El enfoque grupo

de masa se utiliza comúnmente para la mayoría de los análisis y normalmente producen resultados satisfactorios

La no-linealidad puede ser a la vez material y geométrica, es necesario un poco de experiencia y la atención necesaria para orientar al programa a una solución razonable.

2.5.9.- Notas finales.

Al momento de decidir sobre el modelo de selección, se debe de hacer las consideraciones necesarias adecuadas para garantizar que pueda describir la condición física con la precisión requerida. Asegúrese de que las respuestas que se obtienen en una forma visual pueden ser usadas con algunos criterios técnicos.

La estructura de malla debe ser tan uniforme como sea posible para evitar cualquier distorsión en los elementos de forma, pero refinado para dar cabida a esfuerzos locales de alta tensión y la carga según sea necesario.

Se debe tener cuidado en el arreglo de toda la estructura, de forma que permitirá avanzar en el desarrollo. Se debe realizar un esfuerzo para minimizar el ancho de banda y para esto hay varias herramientas disponibles. Todas las estructuras relevantes se deben incluir en el modelo.

Los controles se deben efectuar en la mayoría de los datos de entrada, de modo que se ajuste al modelo a analizar y garantizar que se ajusta a la especificación de entrada a los programas.

ADVERTENCIA: La falta de control es la principal causa de error.

2.6.- Algoritmos para ecuaciones de gran capacidad ^{* 18}.

La ecuación 2.20 permite el manejo de las matrices de rigidez de todos los elementos dentro de una malla de elementos finitos. Estos arreglos dan lugar a matrices globales con grandes anchos de banda y / o perfiles, la solución de estas requiere aplicar procedimientos matemáticos complejos.

El "Paquete" utilizado tiene un único algoritmo de manejo de memoria, que detecta los límites de memoria pre-especificados y proporciona al usuario información suficiente para la selección de la solución óptima del algoritmo.

2.7.- Modelado de plasticidad con elementos finitos ^{* 18}.

2.7.1.- Introducción.

Cuando se modela una condición de esfuerzo-deformación suelo/roca se debe tener en cuenta la naturaleza plástica de la deformación a altos esfuerzos.

El segundo enfoque corresponde a la familia de deformaciones iniciales de los procesos. En este sentido, mediante un incremento de la carga, el aumento la deformación plástica se calcula y se trata como una deformación inicial.

2.7.2.- Criterio de convergencia.

Es necesario establecer algunas normas para estos procedimientos iterativos: para garantiza la exactitud de la terminación. En caso contrario, la repetición de los cálculos podría continuar durante un número indeterminado de ciclos. El propósito de este criterio de convergencia será el de medir la solución de la ecuación de equilibrio. Estos criterios se pueden usar juntos o separados:

- Norma de cambios de desplazamiento
- Norma de fuerzas residuales
- Magnitud residual de fuerzas absolutas
- Trabajo plástico (principios de energía)

Para los dos primeros criterios se recomienda utilizar valores entre 10^{-4} a 10^{-5} y para los otros dos de 10^{-2} a 10^{-3} . Sin embargo la influencia de cualquier criterio de convergencia agregado a en cualquier enfoque numérico debe ser bien examinado. De forma que su influencia en el resultado final será mínimo.

2.7.3.- Visco-plasticidad.

Anteriormente, se dijo que la satisfacción del trabajo virtual, se debió en parte a la satisfacción de las condiciones de incompresibilidad dentro del tipo de elemento finito y en parte a la satisfacción de las condiciones de cedencia, expresada por el enfoque numérico seleccionado por el desarrollo del trabajo computacional.

En general, los pasos a continuación son seguidos en el enfoque 'visco-plástico' entre dos pasos consecutivos de tiempo, t y $t + \Delta t$:

1. Conociendo el tiempo t , una redistribución de fuerzas nodales $\{\Delta P\}$ de la fuerza aplicada, se evalúan los desplazamientos nodales, usando la matriz de rigidez de toda la estructura, $[K]$, como:

$$\{\Delta \delta\}^t = [K]^{-1} \cdot \{\Delta P\}_p^t$$

2. Para cada punto de integración, se evalúa los incrementos de los esfuerzos totales, haciendo uso de los desplazamientos nodales:

$$\{\Delta \varepsilon\}^t = [B] \cdot \{\Delta \delta\}^t$$

3. En este paso el enfoque 'visco-plástico' es diferente a otros enfoques, por que la parte plástica de la deformación total se estima para obtener esfuerzos. Como:

$$\{\Delta \sigma\}^t = [D] \left(\{\Delta \varepsilon\}^t - \{\Delta \varepsilon\}_{vp}^t \right)$$

Para la primera iteración o para cualquier punto de integración no cedido, $\{\Delta \varepsilon\}_{vp}$

4. Agregando los esfuerzos de arriba para cualquier esfuerzo inicial.

$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta \sigma\}$$

5. Se convierten los esfuerzos en invariantes y se calcula la función de cedencia $F^{t+\Delta t}$

6. Si $F^{t+\Delta t} = 0$, se procede al siguiente punto de integración; si no se calcula la relación de deformación visco-plástico.

$$\varepsilon_{vp}^{t+\Delta t} = \gamma \cdot F^{t+\Delta t} \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\}^{t+\Delta t}$$

7. Se actualiza las deformaciones como:

$$\{\Delta \varepsilon\}_{vp}^{t+\Delta t} = \{\Delta \varepsilon\}_{vp}^t + \Delta t \cdot \varepsilon_{vp}^{t+\Delta t}$$

8. Evaluando las cargas de cuerpo equivalentes al cambio en deformación y, a añadir a las fuerzas nodales externas:

$$\{\Delta P\}^{t+\Delta t} = \{\Delta P\}^t + \sum_v \int [B][D]^T (\Delta t \cdot \varepsilon_{vp}^{t+\Delta t}) dV \quad 2.32$$

9. regresando al paso 1 y repitiendo el proceso, hasta lograr la convergencia. Si no es así, se supone que se producirá la fractura en la estructura.

2.7.3.1.- Selección del intervalo de tiempo.

Intervalos de tiempo, dependen de los esfuerzos y las propiedades de viscosidad del material y pueden variar de un elemento a otro.

Algunas expresiones explícitas para la selección de incrementos de tiempo derivadas para cada 'criterio de cedencia' para su correspondiente función de cedencia. Por lo tanto, el incremento de tiempo para un material de tipo Von-Mises esta dado por:

$$\Delta t_{vm} = \frac{4(1+\nu)}{3E\gamma} \quad 2.33$$

Mientras que para un material Mohr-Coulomb o Tresca será:

$$\Delta t_{MC} = \frac{4(1+\nu)(1-2\nu)}{\gamma E(1-2\nu + \text{sen}^2 \phi)} \quad 2.34$$

Como se puede ver, cuando el incremento de tiempo se deriva a partir de las ecuaciones anteriores y se aplica en la ecuación 5.3.1 el parámetro de fluidez γ no afecta la solución, el valor será no-cero.

Cuando se utiliza para propósitos de análisis un criterio alternativo de criterio de cedencia de Mohr-Coulomb, los valores se calculan por las ecuaciones 2.33 y 2.34.

2.8.- Aceleradores ^{* 18}.

Los tiempos de corridas son muy importantes y para fines de ingeniería simple, el método de elementos finitos puede convertirse en un instrumento caro por lo cual se hace uso de aceleradores de incremento de tiempo.

2.8.1.- Aceleradores de incremento de tiempo.

Si la relación de convergencia del enfoque visco-plástico es por lo menos tan rápido como el enfoque de 'esfuerzo inicial', entonces las correcciones de los esfuerzos debidos a la plasticidad de ambos enfoques deben ser compatibles. En otras palabras:

$$\{\Delta \sigma\}_{vp} = \{\Delta \sigma\}_p \Leftrightarrow \frac{\{\Delta \sigma\}_{vp}}{\{\Delta \sigma\}_p} = 1$$

Considerando el tiempo para un material de tipo Mohr-Coulomb se tiene que el incremento de tiempo será:

$$\Delta t = \frac{1}{2} \Delta t_{MC} \cdot \frac{F + C \cos \phi}{F} \quad 2.35$$

La investigación debe hacerse sobre la expresión, teniendo en cuenta que el propósito es sólo para hacer los enfoques iterativos descritos previamente compatibles para hacer más rápido el enfoque visco-plástico. Así que:

Si $F = C \cos \phi$, entonces la ecuación 2.35 será:

$$\Delta t = \frac{1}{2} \Delta t_{MC} \cdot \frac{2F}{F} \Rightarrow \Delta t = \Delta t_{MC} \quad 2.36$$

Si $F > C \cos \phi$, entonces la ecuación 2.35 será:

$$\frac{F + C \cos \phi}{F} \leq 2 \Rightarrow \Delta t = \Delta t_{MC}$$

Si $F < C \cos \phi$, utilizando la misma notación la ecuación 2.35 será:

$$\Delta t = \Delta t_{MC}$$

Para este caso en particular se puede utilizar un incremento de tiempo mayor. Si $C = 0 \text{ kN} / \text{m}^2$ se calcula el incremento de tiempo de la misma forma que en la ecuación 2.34

La magnitud de la relación $\Delta t / \Delta t_{MC}$, se debe encontrar por un método de prueba y error para cada problema donde se aplica.

Pande (1977) encontró que esta relación se encuentra entre la uno y dos. Este acelerador siempre debe ser utilizado en el contexto de mecánica de medio continuo.

2.9.- Esquemas de integración de tiempo y plasticidad de sólidos ^{*18}.

El análisis de las estructuras se ha convertido en una tarea relativamente fácil, ya que el trabajo computacional en términos simplistas implica la solución de solo una ecuación, que se muestra a continuación:

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{P\} \quad 2.37$$

Donde:

$\{\delta\}$ Son los desplazamientos requeridos de la estructura

$[K]$ Es la matriz positiva global de rigidez y

$\{P\}$ Es una columna de fuerzas conocidas

Como puede verse, esta solución es independiente del tiempo y como (P) es sabido, todo lo que se requiere es el arreglo de la matriz de rigidez para obtener los desplazamientos del sistema. En el análisis elastoplástico se debe resolver la misma ecuación repetidamente. Las propiedades físicas de un sistema sometido a una carga dinámica incluyen la masa, su rigidez, su amortiguación y la fuente de todo fenómeno dinámico anterior.

2.9.1.- Esquemas de integración de tiempo.

La desventaja de algunos de los esquemas descritos en la literatura es que requiere un procedimiento especial de arranque para iniciar los cálculos, la solución en un incremento de tiempo de la información requerida de los dos anteriores pasos de tiempo.

Para estructuras gravitacionales, el esfuerzo inicial debido a la gravedad de carga estática debe ser considerado al comienzo del análisis dinámico.

Método de diferencias centrales

Considerando la ecuación:

$$M\ddot{X}_t + C\dot{X}_t + KX_t = P$$

Se obtiene el esquema de diferencias centrales, ignorando el término de amortiguación, se pueden obtener las siguientes relaciones:

$$X_{t+\Delta t} = X_t + \Delta t \cdot \dot{X}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{X}_t$$

$$\ddot{X}_{t+\Delta t} = M^{-1} \cdot (P_{t+\Delta t} - KX_{t+\Delta t})$$

$$\dot{X}_{t+\Delta t} = \dot{X}_t + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{X}_t + \ddot{X}_{t+\Delta t})$$

2.9.2.- Esquemas de integración de estabilidad y precisión.

2.9.2.1.- Estabilidad.

La estabilidad de un método de integración significa que las condiciones iniciales para las ecuaciones con un valor alto de $\Delta t / T_n$, donde T_n corresponde a la frecuencia natural más alta, no debe ser ampliado artificialmente y por tanto hacer la integración de los modos de menor valor. Se garantiza la estabilidad, si el incremento de tiempo es suficientemente pequeño para integrar la respuesta en la componente de frecuencia más alta correctamente.

Se define operador de aproximación A y la relación espectral de $p(A)$ con A . El criterio de estabilidad entonces se define como:

$$p(A) < 1$$

2.9.2.2.- Precisión.

La precisión de la integración numérica depende de los parámetros físicos del sistema así como de las cargas y el tamaño de incrementos de tiempo.

La decisión de que operador de integración utilizar para un análisis práctico se rige por el costo de la solución, que a su vez está determinada por el número de pasos de tiempo, necesarios en la integración. En un régimen estable condicional, como el método de diferencias centrales, se elige el tamaño del incremento de tiempo, de forma que debe ser menor que el valor crítico y en la mayoría de los casos ser más pequeño que el incremento de tiempo necesario para la estabilidad. Para propósitos de precisión se debe satisfacer dos criterios:

Periodo de elongación
Decaimiento de la amplitud

2.10.- Factores que influyen en la elección del esquema de integración * 18.

Las consideraciones necesarias para formular un modelo dinámico adecuado de elementos finitos son:

- Elección de un apropiado incremento de tiempo.
- Un esquema de formulación de masa generalizado.
- Discretización espacial en el sistema físico.
- Contenido de frecuencias en la carga.
- Plasticidad de los sólidos dentro de los esquemas de integración.

La incorporación de plasticidad de los sólidos dentro del método de diferencias finitas se presenta de manera general.

Método de diferencias centrales.

Cálculos iniciales

A partir de la matriz de masa $[M]$ y la matriz de amortiguamiento $[C]$ y diagonalizando estas. Calculamos las siguientes constantes.

$$C_0 = \frac{\Delta t^2}{2}; \quad C_1 = \frac{\Delta t}{2}$$

Inicializando X_0, \dot{X}_0 y \ddot{X}_0

De la matriz de masa efectiva diagonalizada $[M]$

$$[M] = [M] + C_1 [C]$$

Para cada incremento de tiempo, determinar los desplazamientos al tiempo $t + \Delta t$

$$X_{t+\Delta t} = X_t + \Delta t \dot{X}_t + C_0 \ddot{X}_t$$

Calcular el estado actual de esfuerzos a partir de las relaciones constitutivas

Actualizar el estado presente de esfuerzos:

$$\sigma_{t+\Delta t} = \sigma_t + d\sigma_{(3)}$$

Si ocurre la cedencia los incrementos de esfuerzos son correctos, usando visco plasticidad.

Esfuerzos correctos:

$$\sigma_{t+\Delta t} = \sigma_t + d\sigma_{(5)}$$

Se evalúa las fuerzas de resistencia internas usando la ecuación y se guarda como el arreglo BDYLD5.

Se determinan las aceleraciones y las velocidades:

$$\ddot{X}_{t+\Delta t} = [M]_{t+\Delta t}^{-1} [P_{t+\Delta t} - BDYLD5]$$

$$\dot{X}_{t+\Delta t} = \dot{X}_t + C_1 (\ddot{X}_t + \ddot{X}_{t+\Delta t})$$

2.11.- Condiciones de frontera para análisis de ondas de sísmicas en estructuras suelo –roca ^{*18}.

2.11.1.- Introducción.

En general, debido a la falta de rigidez perfecta los materiales del suelo, la aplicación de una carga dinámica causa ondas elásticas que se propagan a partir de una fuente.

Dentro de un medio elástico, semi-infinito, homogéneo e isotrópico, a menudo denominado como un elástico "medio espacio", existen tres tipos de ondas:

Onda P- (compresión) el movimiento de la partícula asociada a un movimiento de empuje, es paralelo al frente de onda.

Onda S- (corte) las partículas asociadas se desplazan transversalmente a la dirección del frente de onda.

Onda R- (Rayleigh) son ondas superficiales que producen un movimiento elíptico retrógrado del suelo. Son ondas más lentas que las ondas de cuerpo y su velocidad de propagación es casi un 70% de la velocidad de las ondas S.

Los métodos que se pueden aplicar a problemas de análisis dinámico en el dominio del tiempo 'explícito o implícito' y que son independientes de frecuencia son:

- Método de fronteras elásticas simplemente truncadas
- Método de fronteras 'viscosas estándar'
- Método de fronteras 'viscosas unificadas'

2.11.2 Método de fronteras elásticas simplemente truncadas.

Este método es quizás la forma más antigua y sencilla de modelar el espacio medio. El término "elástico" describe estos límites, como rodillos y / o fronteras fijas que reflejan el viaje de las ondas.

Este tipo de análisis tiene varias ventajas, debido a su simplicidad. El problema más importante es la reflexión de las ondas en las fronteras creadas artificialmente para representar dimensiones infinitas.

2.11.3.- Método de fronteras 'viscosas estándar'.

La figura 2.23 muestra un ejemplo típico de un sistema infinito. Considere una frontera imaginaria convexa, incluyendo todas las fuentes de perturbación y fallas geoméricamente irregulares.

La propagación de la energía debida a la excitación, debería pasar a la región exterior de la región interior. Así que en las fronteras artificiales, la absorción de energía de ondas no reflejantes elásticas es esencial.

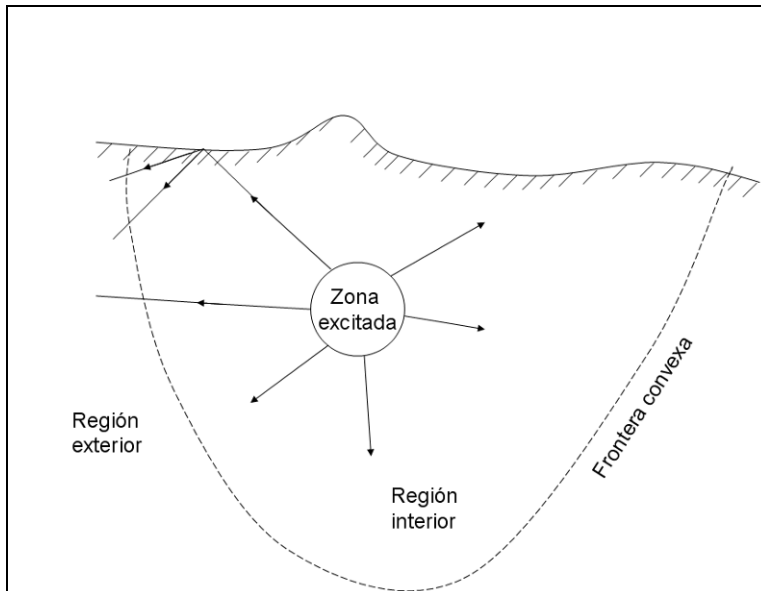


Figura 2.23 – Sistema infinito típico.

Las fronteras 'viscosas estándar' se proponen para este fin. Se han investigado varias posibilidades para expresar estas condiciones de frontera y se ha visto que la manera más adecuada para prescribir estas por un conjunto de esfuerzos normales y tangenciales a las fronteras actuales. De esta manera, la continuación del efecto de estos esfuerzos y el esfuerzo causado por cualquier onda incidente produce energía cero que se refleja en el interior de la región. Estos esfuerzos normales y tangenciales se representan con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}\sigma &= a\rho V_p w \\ \tau &= b\rho V_s u\end{aligned}\tag{2.38}$$

En las que:

σ y τ son los esfuerzos normales y tangenciales respectivamente
 w y u son sus respectivas velocidades
 ρ es la densidad

V_p y V_s Son las velocidades de onda p y onda s respectivamente.
 a y b son parámetros adimensionales.

Se sabe que una buena medida de esta capacidad es la relación de energía. La velocidad de las ondas p y s se calculan mediante las ecuaciones siguientes:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{2.39}$$

$$V_p = \sqrt{2(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot V_s$$

Aquí:

G Es el modulo de compresibilidad
 ν Es la relación de Poisson

Resumiendo el método de fronteras "viscosas", se puede decir que tiene casi una perfecta absorción de ondas armónicas y será denominado como método de frontera 'estándar viscoso'.

2.11.4.- Método de fronteras 'viscosas unificadas'.

Se ha establecido un método eficiente de fronteras absorbentes en lugar de fronteras perfectas, estableciendo $a = b = 1$ en las ecuaciones 2.38. Se ha encontrado que el parámetro a es muy cercano a la unidad, la variación de b con la relación de Poisson es no-linear y el valor promedio es de $b = 0.75$.

2.11.5.- Modelado numérico de fronteras viscosas.

Después de haber descrito los dos métodos de fronteras "viscosas", es esencial demostrar la forma en que se modelan en un programa de elementos finitos. El sistema consiste en colocar un "guión" en cada nodo donde se encuentran las fronteras "viscosas". Si cualquier nodo esta restringido en uno o ambas direcciones de x & y las fuerzas actuando en este debido a las fronteras elásticas debe ser cero. Sin embargo el sistema viscoso descrito anteriormente impone fuerzas no cero, las cuales son provocadas por los esfuerzos del viaje de las ondas., como se describe en la ecuación 2.38. Estas fuerzas se evalúan en la siguiente ecuación:

$$f = \int_s [N]^T \{\sigma\} dS \tag{2.40}$$

Donde:

$[N]$ describe las 'funciones de forma' del elemento finito usado en el análisis, la integración se resuelve solo sobre la 'frontera viscosa'. Generalizando la ecuación 2.38 podemos escribir:

$$\{\sigma\} = [C^*] \{\dot{X}\} \tag{2.41}$$

Donde:

$\{\dot{X}\}$ es el vector de velocidades nodales para un elemento.

Insertando las ecuaciones 2.41 en 2.41, tendremos:

$$f = \int_s [N]^T [C^*] [N] \{\dot{X}\}_e dS$$

Donde:

$$[C^*] = \rho [aV_p \quad bV_s]$$

Definimos el siguiente producto como la matriz elemento de amortiguación 'viscosa':

$$[C]_{ve} = \int_S [N]^T [C^*] [N] dS$$

La matriz geométrica de amortiguación para toda la estructura se puede obtener arreglando estas matrices elementales, definido por la ecuación de arriba como:

$$[C]_v = \sum [C]_{ve} \tag{2.42}$$

La ecuación 2.42 calcula la matriz de amortiguación 'consistente' para el arreglo de elementos finitos debido a las fronteras viscosas. Esta matriz puede ser agregada a la matriz de amortiguación 'consistente' debida a la amortiguación del material.

2.11.6.- Ecuaciones constitutivas de masas reforzadas.

Se considera que una masa de roca consiste en material rocoso intersectado por un conjunto de discontinuidades planas, mientras que la inserción de los conjuntos lineales de refuerzos crea la masa de roca.

Los miembros de cada conjunto de discontinuidades o el refuerzo se suponen que son paralelos, continuos y uniformemente espaciados en las dimensiones que son pequeñas en comparación con la dimensión crítica de la masa de roca.

Los conjuntos locales de coordenadas son necesarios para describir:

- La anisotropía elástica del material de la roca.
- La orientación de cada uno de los conjuntos de discontinuidades.
- La dirección de cada conjunto reforzado.

Se usan coordenadas globales para formular el problema general de la respuesta mecánica de la masa de roca reforzada en términos de material 'equivalente'. Transformaciones apropiadas son necesarias para transformar matrices, tales como la matriz de rigidez y de vectores de esfuerzos para coordenadas locales a globales y viceversa.

La masa de roca reforzada esta compuesta de varios materiales, como material de roca, conjuntos de discontinuidades y refuerzos con interfaces. Con el fin de permitir complejos modos de respuesta para modelar y para conveniencia matemática cada uno de los componentes está representado en el análisis de unidad visco-plástica.

El análisis del comportamiento mecánico de la masa de roca reforzada producto del desarrollo de la relaciones constitutivas para el material 'equivalente' cuya respuesta considera la interacción de todos los elementos constitutivos, es decir, la roca "intacta", las discontinuidades y el reforzamiento asociado con conjuntos de interfaces. La analogía reológica del material 'equivalente' se muestra en la figura se puede ver que consiste de unidades conectadas en serie para formar 'series' que son a su vez conectadas en paralelo.

Cada una de las unidades en una 'serie' esta sometida al mismo incremento del esfuerzo, mientras que el incremento de la deformación de la 'serie' se presenta como la suma de los incrementos de las unidades de deformación.

Debido a la conexión paralela, los incrementos de la deformación para cada 'serie' serán idénticos y deben ser iguales para el material 'equivalente'.

El incremento de carga en el material 'equivalente' será compartido por todas las "series" con la fracción tomada en cada 'serie' que está dada por el producto de su proporción volumétrica y su incremento de esfuerzo.

Se puede observar que en la primer 'serie' de unidades en la figura 2.24 consiste en la roca 'intacta' y todos los conjuntos de discontinuidades. La conexión de las series asegura que la roca 'intacta' y los conjuntos de discontinuidades experimentan incrementos idénticos de esfuerzos y deben tener incrementos de deformaciones que son aditivos. Las series siguientes consisten en un conjunto de interfaces asociadas y reforzadas. El incremento de esfuerzos en una de estas series se experimenta en ambos el reforzamiento y la interfase. Los incrementos de deformación del reforzamiento y su interfase son aditivos y su suma es igual y su suma es igual para cada incremento en una serie como en las otras series.

Una versión simple de este modelo reológico esta implementado en el "Paquete" utilizado, en este no se incorporan interfaces directamente y los conjuntos de fallas y reforzamientos se dice que se han logrado en el esfuerzo de cedencia de la interfase.

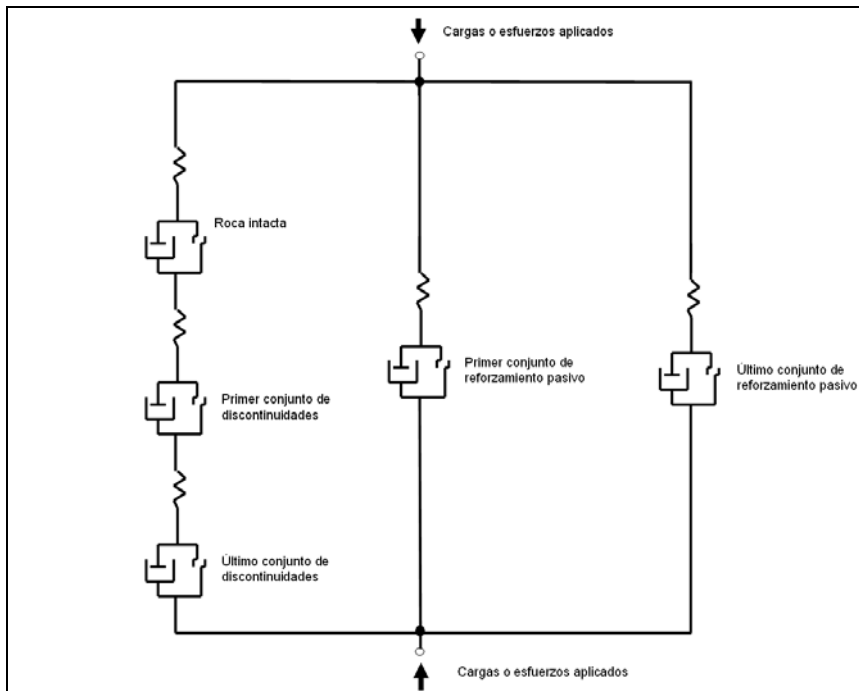


Figura 2.24 – Modelo reológico de masa reforzado.

Capítulo 3.- Dirección de los esfuerzos horizontales en una dimensión 1D.

3.1.- Revisión de datos.

En la primera fase del trabajo se inicio con la revisión de datos disponibles necesarios para realizar el modelo. El objetivo es recopilar, analizar y validar la información. Se analizo datos de perforación, geofísica geología y evaluación de formaciones para los pozos, en esta fase principalmente se reviso la siguiente información:

3.1.1.- Perforación y terminación:

- Reporte diario de perforación SIOF (Sistema de Información Operativa de Perforación), es cual describe de manera detallada las actividades diarias durante la perforación, así como las características detalladas de los fluidos empleados, sartas de perforación, barrenas empleadas.
- Informe de fluidos de perforación, tomado de los resúmenes generados por el SIOF los cuales dan una descripción detallada de salinidad, índice de alcalinidad, densidad, filtrado, viscosidad, porcentaje de arena, entre otros.
- Información direccional, describe la información de profundidad vertical, profundidad medida, azimut, severidad.
- Pruebas de goteo, tomadas del reporte generado en plataforma una vez que se realiza dicha prueba.
- Resumen de registros geofísicos, en el cual se detalla los registros tomados, especificando su temperatura registrada, la profundidad de inicio y fin del mismo.
- Estado mecánico, generado por la unidad operativa el cual muestra la forma en la que se encuentra actualmente los pozos entre otros muestra: el asentamiento de TR' s , densidad utilizada, las tuberías de revestimiento empleadas, columna geológica real y programada.
- Registros de cementación, los cuales nos dan una imagen de la adherencia entre la formación, el cemento y la tubería de revestimiento.
- Presión del yacimiento, obtenida a partir de las pruebas durante la terminación del pozo.
- Historia de producción, que es limitada ya que se cuenta con información de pozos exploratorios.
- No se cuenta con información de producción de sólidos.

3.1.2.- Geología y Geofísica:

- Columna estratigráfica tipo, a partir de los registros procesados para determinar litología.
- Descripción litológica a partir de los núcleos los cuales se realizan una vez que se recupera el núcleo.
- Pruebas de laboratorio realizados en núcleos (mecánica de rocas, V_p , V_s en función de la carga de presiones y esfuerzos) los cuales fueron realizados para un campo aledaño y se utilizaron en este para ver la similitud con el otro campo.
- Información de esfuerzos regionales, obtenidos de la experiencia en campos cercanos.
- Datos de presión de poro, de los pozos perforados anteriormente.
- Litología determinada por las muestras obtenidas durante la perforación.
- Velocidades sísmicas, obtenidas a partir del procesado de los datos sísmicos y empleadas para hacer la conversión de la amplitud sísmica, las fallas y los horizontes de tiempo a profundidad.
- Cubo de amplitud en tiempo, el cual se utiliza para guiar la distribución de los datos como registros y generados a partir del modelo 1D.
- Coordenadas y profundidad del conjunto de puntos con infamación de las fallas y superficies en tiempo.

3.1.3.- Datos de evaluación de formaciones:

- Registros geofísicos de cable, estos forman parte de los insumos más importantes para la realización de los modelos 1D de presión de poro.
- Pruebas de presión, presiones y fluidos.
- Imágenes de pozos, FMI/FMS, UBI, que fueron utilizados para determinar el estado de esfuerzos en el pozo.

3.1.4.- Mediante la revisión de Datos se observa que:

- La información con la que se cuenta es de gran utilidad ya que esta disponible la mayor parte de lo necesario para el estudio.
- Se cuenta con registro sísmico compresional (DTCO) y densidad (RHOB) disponible para todos los dos pozos. Lo cual será muy útil para el la distribución de propiedades.
- Se genero registros sintéticos de onda de corte para el cálculo de propiedades elásticas de la roca. Y se usaron las correlaciones obtenidas para generar la onda DTSM a lo largo de la trayectoria.
- Se tienen registros de imágenes, datos de caliper orientados y LOT que servirán para determinar la dirección de los esfuerzos a lo largo de la trayectoria de los pozos.

- Existen algunos datos de mecánica de rocas referentes a resistencia y elasticidad del un campo cercano que serán utilizados para calibrar la resistencia de la roca del campo en estudio.

3.2.- Revisión de eventos de perforación.

Durante esta etapa se tomo la información del reporte de perforación (SIOP), se dividió los eventos de acuerdo a su importancia como son perdidas parciales, perdidas totales, flujo, atrapamientos de sartas, fricciones, en la figura 3.1 se muestra un ejemplo de los eventos de arrastre. Así se hizo para todos los eventos en los dos pozos.

ACTIVIDAD DIARIA									
Gerencia de Perforación y Mantenimiento de Pozos D.S.									
Subgerencia de Ingeniería y Diseño									
fecha	prof	tipo de lodo	densidad	cons ecuti vo	Inicia	Termina	Actividad diaria		
21/10/2006	3775	POLIMÉRICO C	0.95	42	12.5	13	LEVANTA BNA. A 3655 M. CON ARRASTRE DE HASTA 35 TON. EN EL INTERVALO 3762-3685 M		
22/10/2006	3775	POLIMÉRICO C	0.92	35	0	0.5	LEVANTO BNA. DE 8 1/2" Y SARTA NAVEGABLE CON ARRASTRE DE HASTA 14 TON EN INTERVALO 3775 - 3779		
23/10/2006	3779	POLIMÉRICO C	0.93	28	23.5	24	LEVANTA CORONA B 3/8" A 3691 MTS. OBSERVANDO UN ARRASTRE DE HASTA 22 TONELADAS. LODO PERD		
24/10/2006	3779	POLIMÉRICO C	0.92	37	0	0.5	LEVANTA CORONA B 3/8" CON BARRIL MUESTRERO 6 3/4" DE 3691 A. 3679 M CON ARRASTRE DE HASTA 22		
24/10/2006	3779	POLIMÉRICO C	0.92	43	17.5	20.5	REPASO RESISTENCIA CON ROTACION Y BBEO. INTERVALO 3746- 3759 MTS. EN VARIAS OCASIONES Y OB		
28/10/2006	3831	POLIMÉRICO II	1.02	44	10.5	11	LEVANTO BNA. A LA ZAPATA CON ARRASTRE DE 10-15 000 LBS EN ZONAS DE RESISTENCIAS REPORTADAS		
29/10/2006	3839	POLIMÉRICO II	1.02	24	8	9	LEVANTO BNA. A LA ZAPATA REPASANDO RESISTENCIAS CON ROTARIA Y BOMBA Y CON ARRASTRE DE 2		
21/12/2006	3749	POLIMÉRICO C	0.96	16	17.5	18.5	LEVANTO SARTA Y REPASA C/ARRASTRES DE 12 A 15 TON Y TORO. D/600 A 600 AMPS EN VARIAS OCASIO		

Figura 3.1 – Ejemplo De tabla realizada para el evento “arrastre”.

Para calibrar los eventos. A partir de los datos de profundidad contra tiempo se generaron graficas en las cuales se muestra el tiempo empleado durante cada etapa, los eventos mencionados anteriormente, el asentamiento de las tuberías de revestimiento, así como la densidad empleada durante las diferentes etapas, en la figura 3.2 se muestra un ejemplo de cómo se realiza estas graficas.

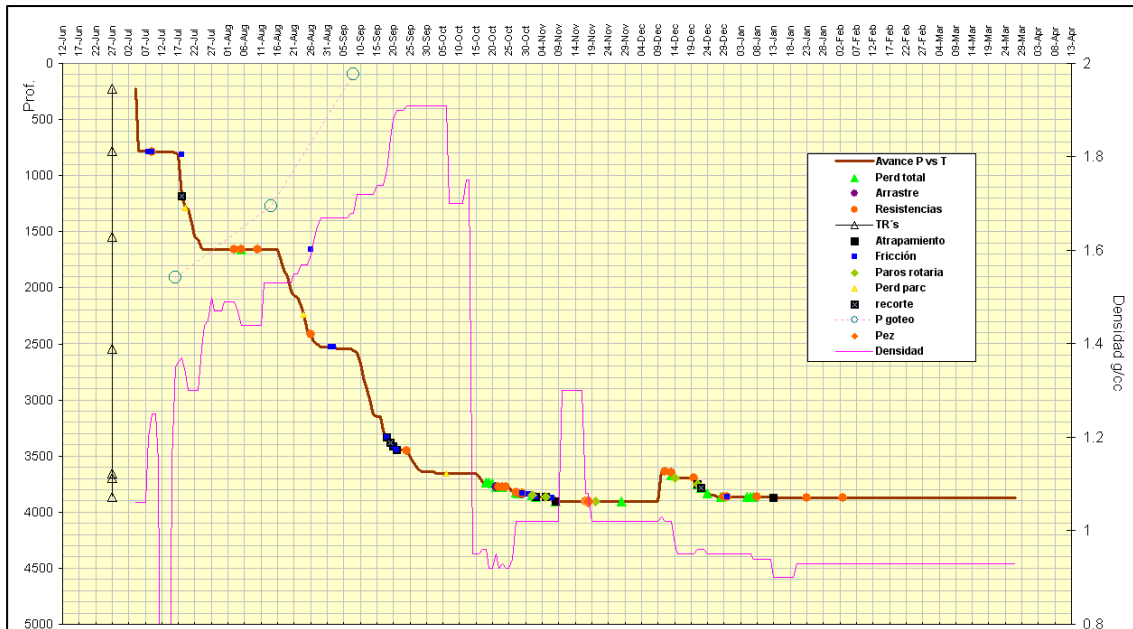


Figura 3.2 – Grafica de avance con densidades y eventos de perforación.

En la tabla 3.1 se muestra como los datos obtenidos de este análisis se utilizan para calibrar los eventos de perforación con los parámetros geomecánicos, así como la fuente de información de estos.

Parámetro Geomecánico		Eventos de perforación	Fuente Información
Sobrecarga (Esfuerzo vertical)	Sv		RHOB, Sintéticos de DT, Vel. Sísmica.
Gradiente de presión de poro	Pp	Densidad de lodo, Manifestaciones	Probadores dinámicos, Pruebas de presión-producción. Análisis de registros sónico, resistividad, velocidades intervállicas.
Gradiente de colapso	SFG	Derrumbes, resistencias y fricciones (Asociadas a aspectos mecánicos)	Análisis de registro de geometría del agujero orientado, registro de imágenes, análisis tipo de recortes en superficie.
Esfuerzo horizontal mínimo (Fractura)	Sh	Pérdidas de circulación	Lot's, Xlots, Minifrac, Imágenes de pared de pozo.
Esfuerzo horizontal máximo	SH		De manera indirecta a través de análisis de falla de agujero.
Orientación de esfuerzos	AZ		Análisis de derrumbes, registros calipers orientados, Análisis de registros sísmicos dipolares, Interpretación de registro de imágenes de pared de pozo, Estructura de fallas geológicas.
Resistencia de la Roca	UCS		De manera directa: Pruebas de núcleo. Indirecta: Uso de correlaciones empíricas en función del tipo de litología.
Propiedades elásticas dinámicas	Dyn		Registros: Sónico Dipolar, Densidad.
Propiedades elásticas Estáticas	Sta		De manera directa: Ensayos de núcleo. Indirecta: uso correlaciones en función del tipo de litología.

Tabla 3.1 – Parámetros de calibración, parámetro geomecánico y fuente de información.

3.3.- Análisis de esfuerzos en 1D^{5, 10}.

Para generar un mapa de dirección de esfuerzos, es necesario disponer de registros DSI, registros de imágenes de pared de pozo y/o registros caliper (geometría del agujero).

Se analizaron los registros de imágenes DSI y FMI en busca de eventos de perforación (derrumbes, fracturas inducidas, fracturas tipo “en echelon” (Figura 3.3)) que indicaran una dirección de esfuerzos.

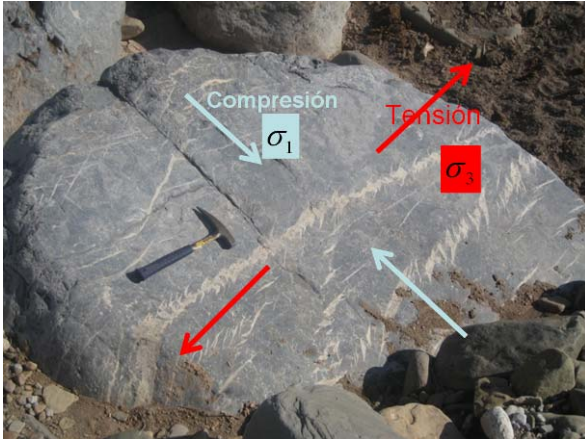


Figura 3.3 – Ejemplo de fractura “en echelon”.

Además, se trabajó con datos de registros de geometría de pozo (BGL). La tabla 3.2 muestra el resumen de la información disponible para el pozo -1.

Intervalo	Información disponible
181 a 787 m	- BGL (geometría de pozo) y DSI (imágenes)
735 a 1668 m	- BGL y DSI
1545 a 2520 m	- BGL y DSI
2535 a 3650 m	- BGL y DSI
3605 a 3881 m	BGL, DSI y FMI.

Tabla 3.2 – Resumen de la información disponible para el pozo -1.

Para profundidades someras no se puede determinar la dirección del esfuerzo mínimo horizontal con la información disponible. Las imágenes de DSI no muestran una dirección características de esfuerzo mínimo, por lo cual no fue posible determinar una tendencia de dirección.

La Figura 3.4 presenta los análisis hechos para el intervalo 1545 - 2520 m. El análisis del registro caliper orientado muestra una dirección preferencial del esfuerzo mínimo horizontal de 35 grados, y la anisotropía del registro DSI muestra una tendencia del “fast shear azimuth” de 135 grados, que corresponde a 45 grados de dirección para el esfuerzo mínimo. La formación correspondiente es el reciente Plio-Pleistoceno. En los análisis del registro caliper orientado no se encontraron derrumbes para las profundidades correspondientes al intervalo 2535 - 3650 m (Figura 3.5).

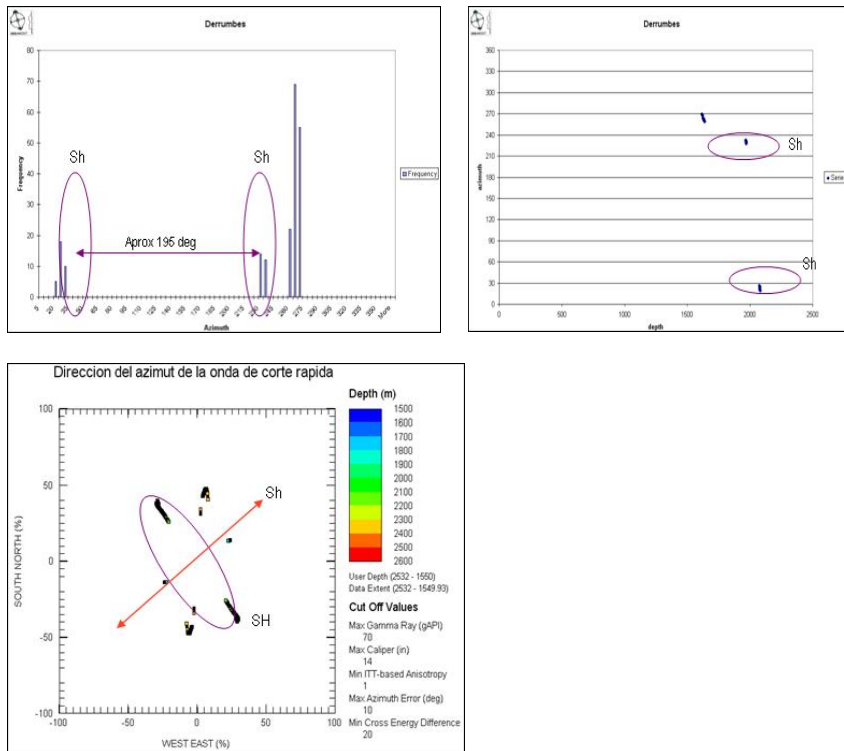


Figura 3.4 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 1645 a 2520 m. El registro DSI muestra una tendencia del “fast shear azimuth” de 135 grados, que corresponde a 45 grados de dirección para el esfuerzo mínimo.

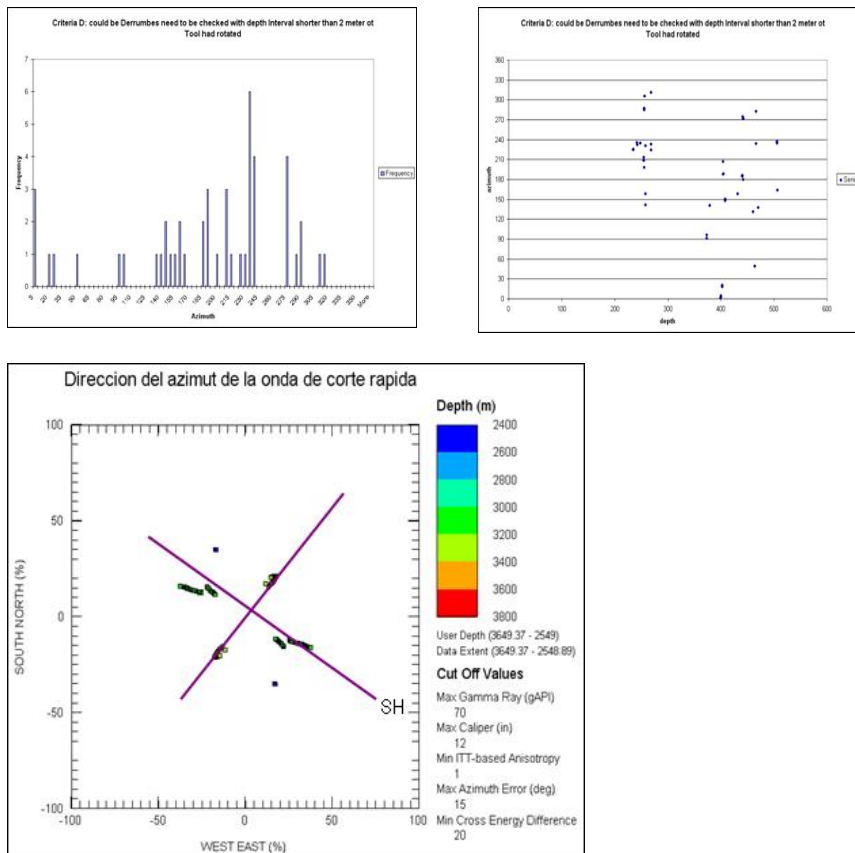


Figura 3.5 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 2535 a 3650 m.

La información del DSI muestra dos tendencias preferenciales de anisotropía, la tendencia de 135 grados coincide con lo visto en el intervalo anterior, mostrando consistencia en los intervalos. Así, la dirección del esfuerzo mínimo se establece de **35 grados**. El análisis está mostrado en la Figura 3.6 para la formación correspondiente es Plioceno Medio.

Para el intervalo correspondiente a la brecha, profundidades de 3605 a 3881 m, la información de anisotropía coincide con la dirección observada de las fracturas inducidas vistas en la imagen de pared de pozo (FMI). Se encontraron varias fracturas inducidas a 3720, 3808, 3825, 3829, 3833 y 3840 m con la misma dirección (SH=170 deg y Sh=80 deg). El registro DSI presenta dos tendencias, y una de ellas coincide con la orientación de las fracturas inducidas. En la Figura 3.6 están mostradas las fracturas inducidas del intervalo 3720 - 3722m.

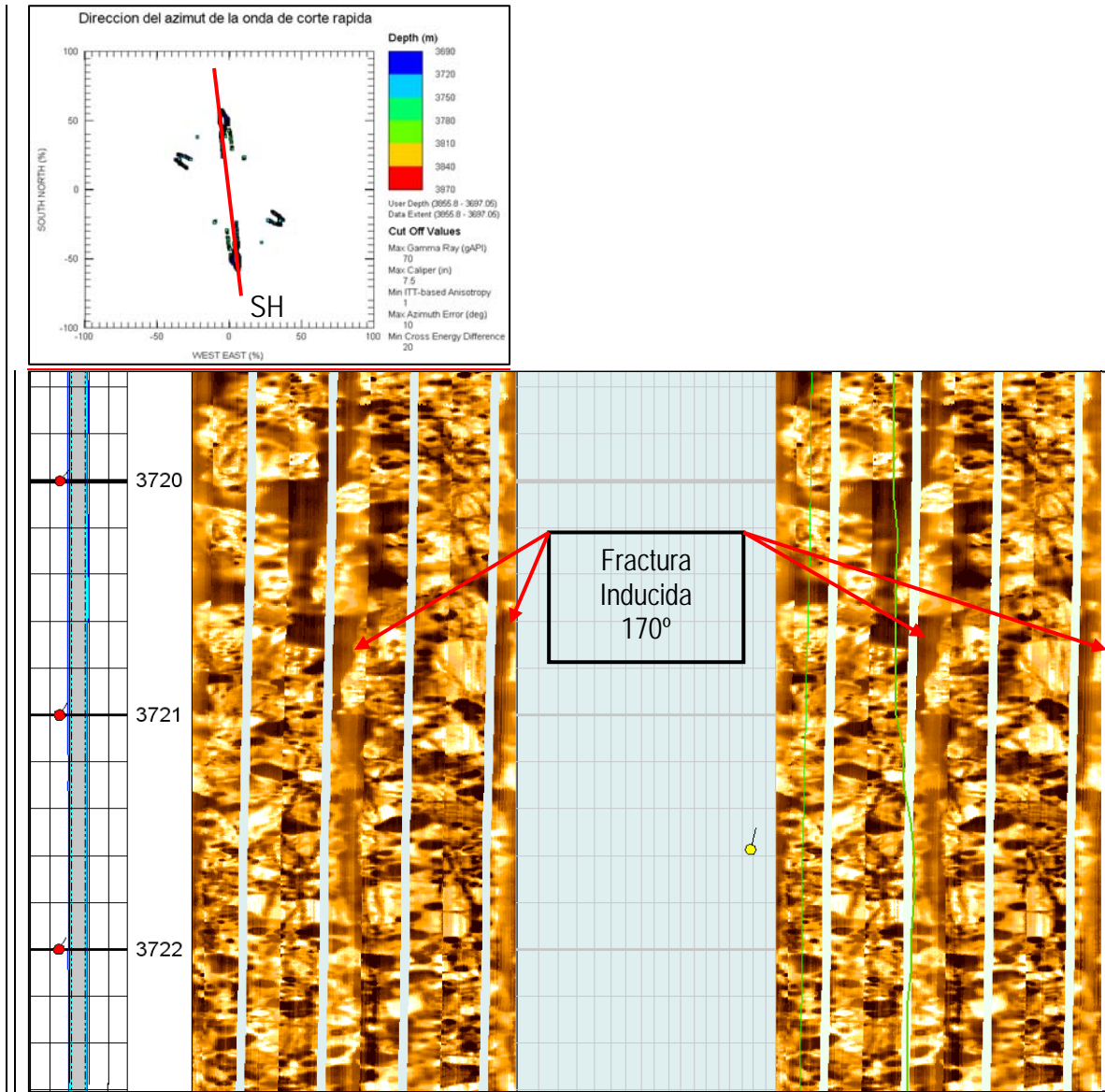


Figura 3.6 – Imágenes registro DSI - análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3605 a 3881 m.

Para este mismo intervalo los análisis de registro caliper fueron hechos conjuntamente con las imágenes FMI para que se pudiera corroborar la información. En la Figura 3.7 se muestra el análisis de 3700 a 3750 m y la Figura 3.8 muestra el intervalo 3750 a 3800 m.

Para la Figura 3.7, el análisis de registro caliper indica una zona de derrumbes con un azimut aprox. de 165 grados, pero se ha confirmado con la imagen de agujero de pozo que no hay ningún derrumbe, lo que se ve en la imágenes es un arrastre del patín. Se observan zonas lavadas en el registro FMI, mismas que coinciden con el análisis del caliper orientado. Al parecer, los análisis indicaron posibles derrumbes, pero con la información del FMI se observa que no hay derrumbe en las profundidades indicadas.

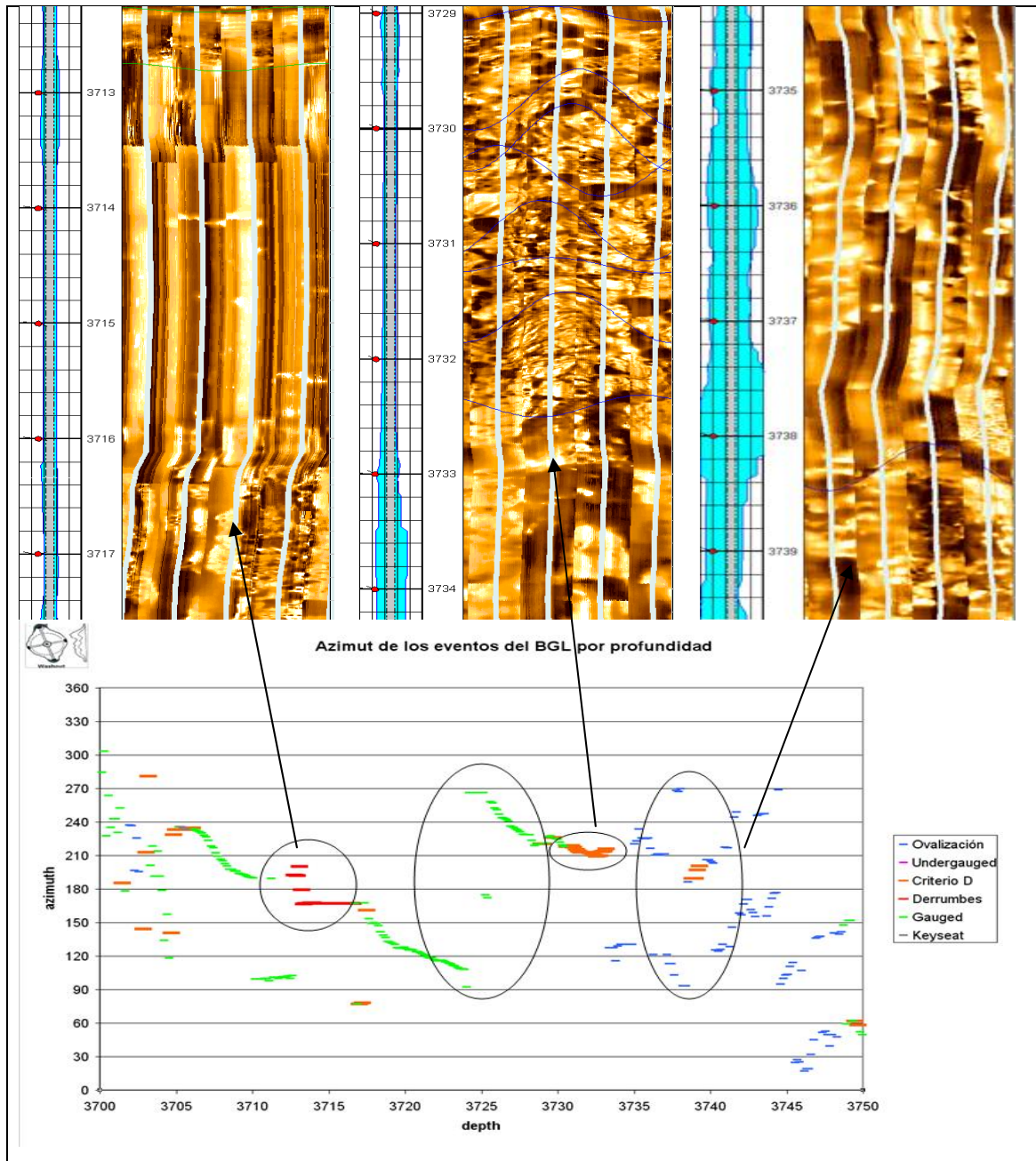


Figura 3.7 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3700 a 3750 m, estudios de los registros BGL (caliper) e Imágenes (FMI).

En la Figura 3.8 se muestran los análisis de la geometría de agujero que indican una zona en la cual pudieran existir derrumbes. Con la información del FMI se determina que no hay derrumbes, sino que se trata de cavidades. Se pueden observar las zonas lavadas indicadas por los análisis del registro caliper, confirmados en las imágenes de FMI.

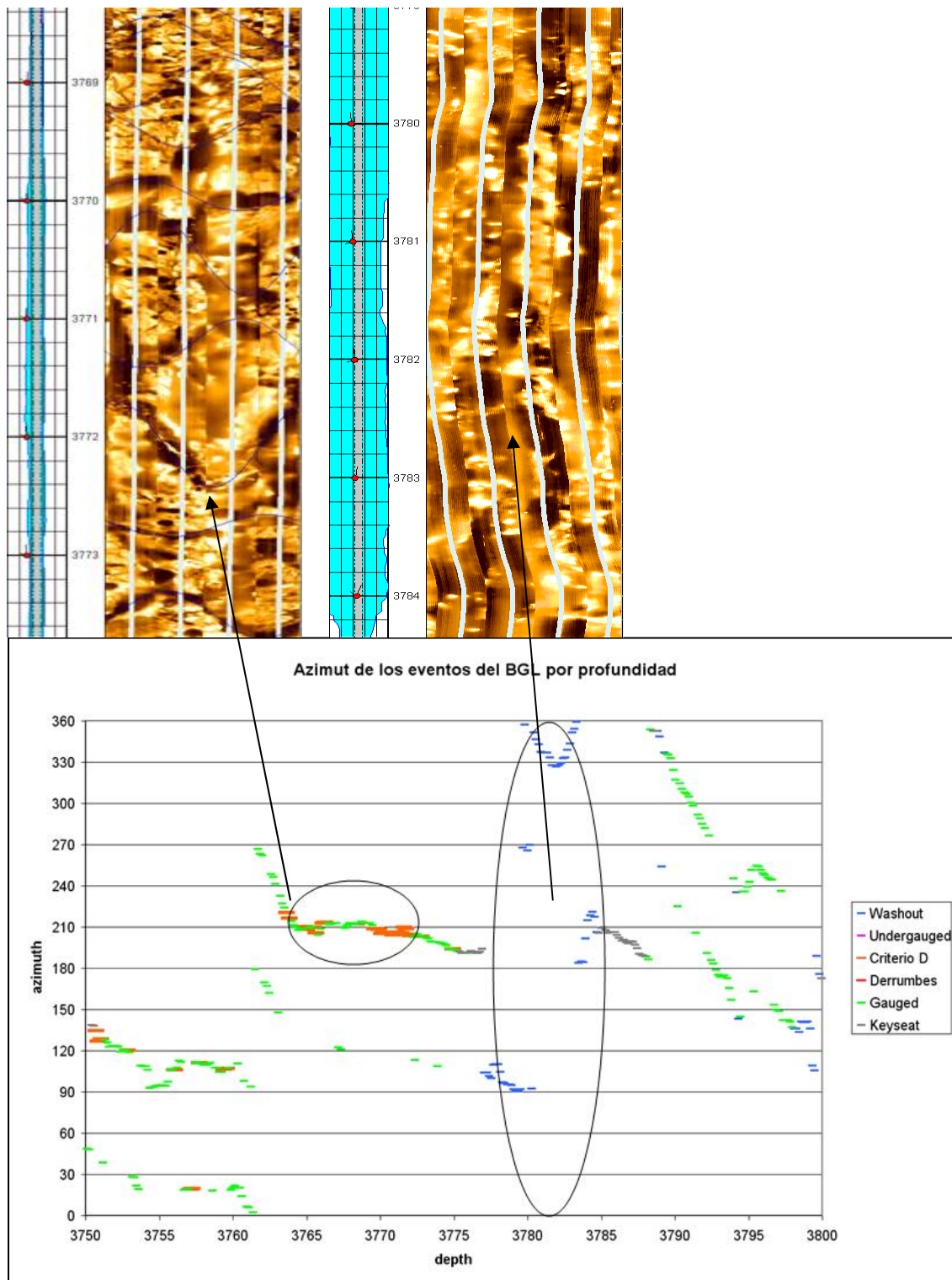


Figura 3.8 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 3750 a 3800 m, estudios de los registros BGL (caliper) e Imágenes (FMI).

Para el caso del pozo -DL1 de la misma manera se analizo la información disponible de los registros de imágenes DSI y con datos de registros de geometría de pozo (BGL). A continuación el resumen de la información disponible para el pozo-DL1.

Intervalo	Información disponible
700 a 1500 m	- BGL (geometría do pozo) y DSI (imágenes)
1550 a 2643 m	- BGL
2643 a 4025 m	- BGL
4039 – 4539	No hay información
4450 a 4710 m	BG y DSI

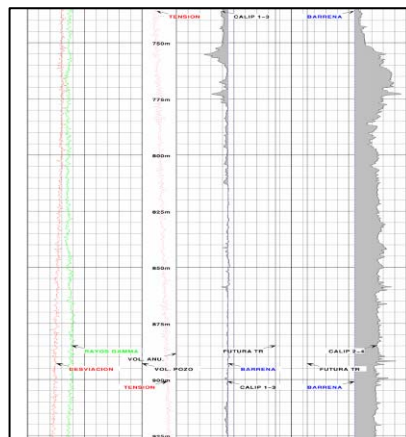
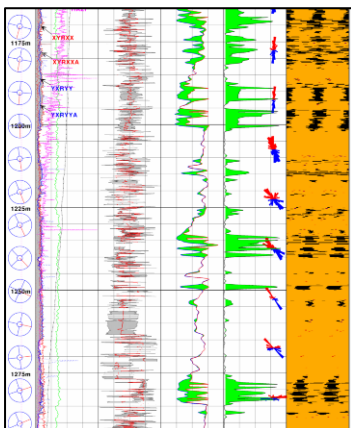
Tabla 3.3 – Resumen de la información disponible para el pozo-DL1.

Para profundidades someras no se puede determinar la dirección del esfuerzo mínimo horizontal con la información disponible.

Para la primera corrida, intervalo de 700 a 1500m, se muestra que el agujero presenta derrumbes causados probablemente por zonas lavadas, lo cual fue confirmado por el análisis del caliper de dos brazos. En el análisis del caliper no fueron encontradas direcciones de derrumbes (ausencia de derrumbes), pero sí se presentaron zonas lavadas a lo largo de todo el intervalo perforado. Esto esta representado en la Figura 3.9. Los registros de anisotropía para el mismo intervalo también se observa una tendencia de anisotropía a 130-140° (correspondiente al intervalo de 700 a 1500 m), que correspondería a la dirección del SH. Esta tendencia puede ser considerada como mediana para el intervalo de registro.

La Figura 3.10 presenta los análisis hechos para los intervalos 1550 - 2643m y 2643 a 4025m. En el análisis se encontraron derrumbes, la información es escasa, pero es confirmada por las imágenes del agujero. Es las cuales se muestra que la dirección del esfuerzo mínimo es de 35-38 grados.

La información del DSI para el intervalo de 4450 a 4710 m muestra que en formaciones mas profundas no perforadas por el pozo-1 la información de anisotropía coincide con la dirección observada de las fracturas inducidas vistas en la imagen de pared de pozo (FMI). Para pozo-2 el DSI presenta tendencias de 170 a 185 grados, que seria la dirección de los esfuerzos máximos, resultando en una dirección de 80 a 95 grados de dirección horizontal mínimo. En la Figura 3.11 están mostradas las figuras del DSI para algunos intervalos. Para este intervalo no se puede hacer el análisis de caliper de tres brazos con las planillas que tenemos disponibles.



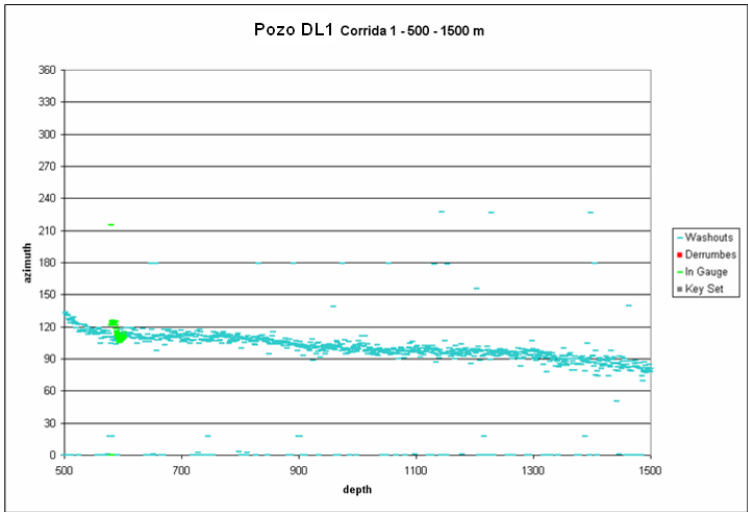


Figura 3.9 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 700 a 1500 m.

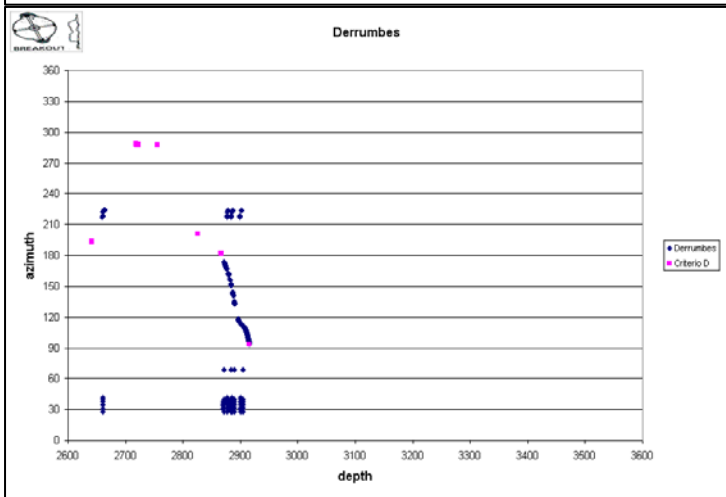
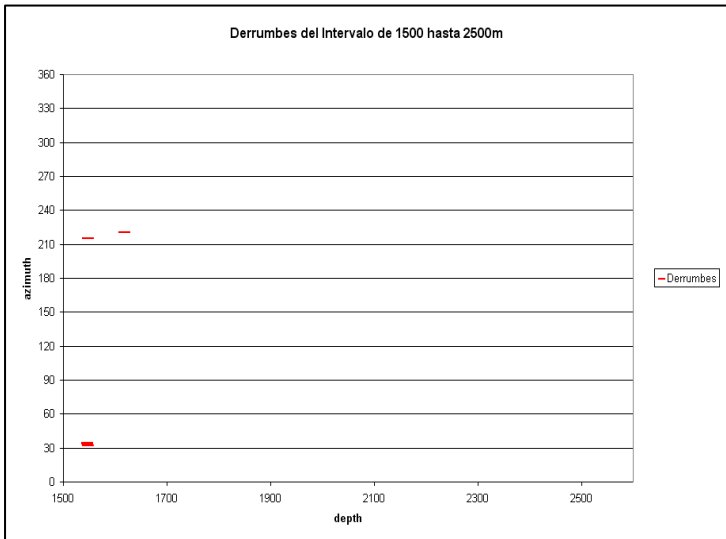


Figura 3.10 – Análisis de la dirección de los esfuerzos - Intervalo de 1550 a 4025 m.

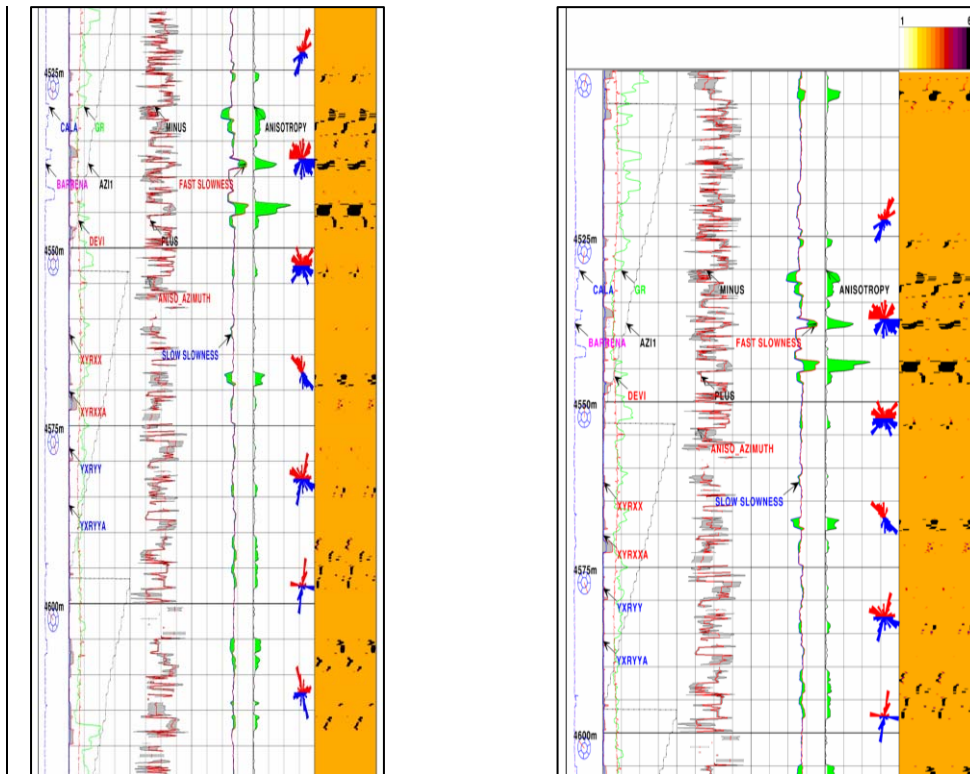


Figura 3.11 – Imágenes DSI - análisis de anisotropía - dirección de los esfuerzos máximos de de 170 – 180 grados.

3.4.- Presión de poro ^{2, 4, 6, 7, 11, 12, 15}

El aspecto que más confunde es el uso de mezclar los términos presión y gradiente de presión, el término gradiente se refiere a como incrementa la presión con la profundidad. Aún cuando esta distinción se hace, esto puede confundir por que estos cambios pueden estar referenciados a la superficie, o algunos puntos de distintas alturas del pozo. Por lo que es importante entender las presiones en términos absolutos antes de empezar a trabajar con gradientes.

La presión de poro es definida como la presión que actúa en los fluidos contenidos en los espacios poro de la roca. La presión de poro puede ser: igual a la presión hidrostática (presión ejercida por una columna de agua a la misma profundidad de la formación), mayor (sobrepresión) o menor (despresurizada). Presiones anormales se refieren a cómo la presión de poro se diferencia en relación a la presión hidrostática.

A continuación los términos presión y esfuerzo son usados intercambiamente. Estos no son estrictamente lo mismo, pero pueden ser considerados así para esta discusión. (Esfuerzo es un tensor en el cual la presión del fluido es isotrópica).

La presión de poro en profundidad es equivalente a un potencial hidráulico medido en relación con la superficie de la tierra. Se asume que la presión de poro es uniforme en un volumen pequeño de poros interconectados. Puede deberse a diferentes mecanismos de generación de sobrecarga:

Compactación por desequilibrio (la compactación y la pérdida de porosidad se deben a que el sepultamiento es más rápido que el flujo de fluidos y que el equilibrio de presión)	Compactación acua-térmica (aumento de la temperatura)
Compresión tectónica (aumento rápido en la carga tectónica)	Diagénesis Mineral (reacción a las deshidratación tal como

	esmectita o illita)
Altura de la columna de hidrocarburos (flotabilidad de aceite y gas)	Maduración de Hidrocarburos (expansión volumétrica del kerógeno en relación con el aceite/gas)

Los métodos del esfuerzo efectivo, están basados en el principio del esfuerzo efectivo propuesto por Terzaghi (1943), el cual establece que la compactación de material geológico es gobernada por la diferencia entre la presión total de confinamiento y la presión del fluido en los poros. Esta diferencia, definida como Esfuerzo Efectivo, representa la cantidad del esfuerzo total ejercido por la roca o los sedimentos.

La mayoría de los métodos de esfuerzo efectivo consisten de tres pasos:

El esfuerzo vertical efectivo (σ_v) es estimado con una medición de un indicador de presión de poro.

El esfuerzo de sobrecarga (S) es determinado midiendo o estimando la densidad de la formación.

La presión del fluido en los poros (P_p) se obtiene con la diferencia de los puntos anteriores.

$$P_p = S - \sigma \quad 3.1$$

El método de Bowers (1995) aplicándolo gráficamente. Puede ser visto como un método de Profundidad Equivalente "modificado". Los esfuerzos efectivos se calculan en dos puntos a lo largo de la curva de tendencia normal:

- 1) la profundidad equivalente estándar, que sería el punto A en la figura 3.12
- 2) el punto donde la curva de la velocidad alcanza su valor máximo V_{max} . El esfuerzo efectivo en el punto B se calcula de la ecuación siguiente:

$$\sigma_B = \sigma_{max} \left(\frac{\sigma_A}{\sigma_{max}} \right)^U \quad 3.2$$

Donde σ_A es el esfuerzo efectivo a la profundidad equivalente A, σ_{max} es el esfuerzo efectivo que corresponde a la V_{max} , y U es un parámetro calibrado con datos locales. Para la Costa del Golfo y el Golfo de México, $U=3.13$ (Bowers, 1995).

La ecuación 3.2 será utilizada para calcular esfuerzos efectivos en cualquier parte donde las velocidades debajo de la parte superior de la sobrepresión sean menores que V_{max} . Como se puede ver en la figura 3.12c, la ecuación 3.2 produce una curva de compactación más precisa, Para evitar tener que solucionar gráficamente σ_A y σ_{max} , Bowers (1995) presentó una relación analítica de la forma:

$$V = V_0 + A\sigma^B \quad 3.3$$

Donde V es la velocidad, σ es el esfuerzo vertical efectivo, y V_0 , A y B son parámetros de calibración.

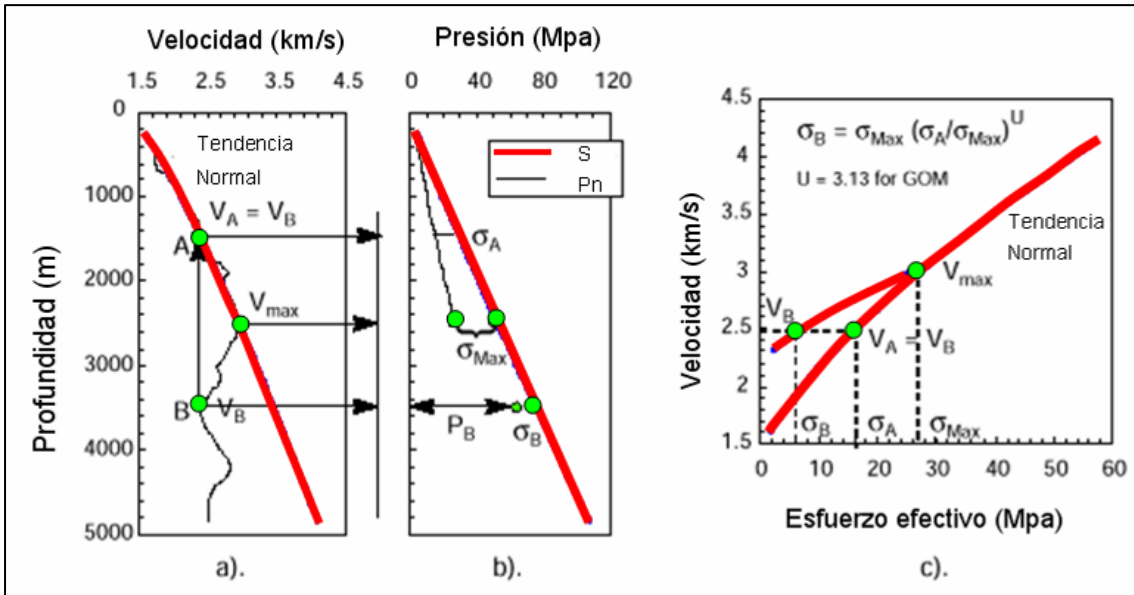


Figura 3.12. Método de Bowers para la estimación de la presión de poro.

Para el caso del Campo no existen evidencias de otros mecanismos generadores de alta presión, siendo entonces considerado el método de Bowers tradicional con aplicación de curva virgen. El modelo de Bowers fue aplicado a los pozos para determinar la presión de poro.

La figura 3.13 muestra como los eventos de perforación están sobre las curvas, se observa una excelente calibración con estos eventos de RFT (tomas de presión) y flujos con relación a la presión de poro obtenida. El peso de lodo esta graficado conjuntamente con los eventos. Se observa que para el pozo -DL1 la fase final de perforación fue exacto en-balance, es decir, peso de lodo igual a la presión de poro.

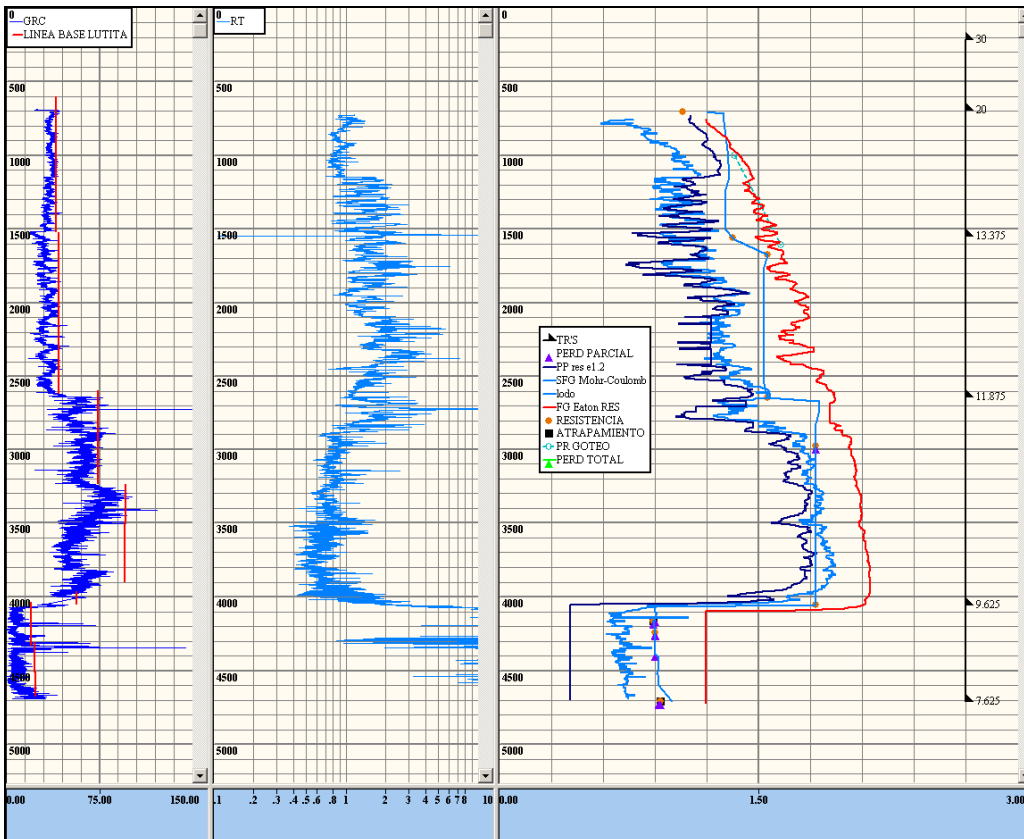


Figura 3.13. Calibración de eventos de perforación con las curvas de presión de poro.

3.5.- Determinación de los esfuerzos horizontal mínimo (gradiente de fractura) y máximo (gradiente de colapso superior): Poroelástica^{6, 8}.

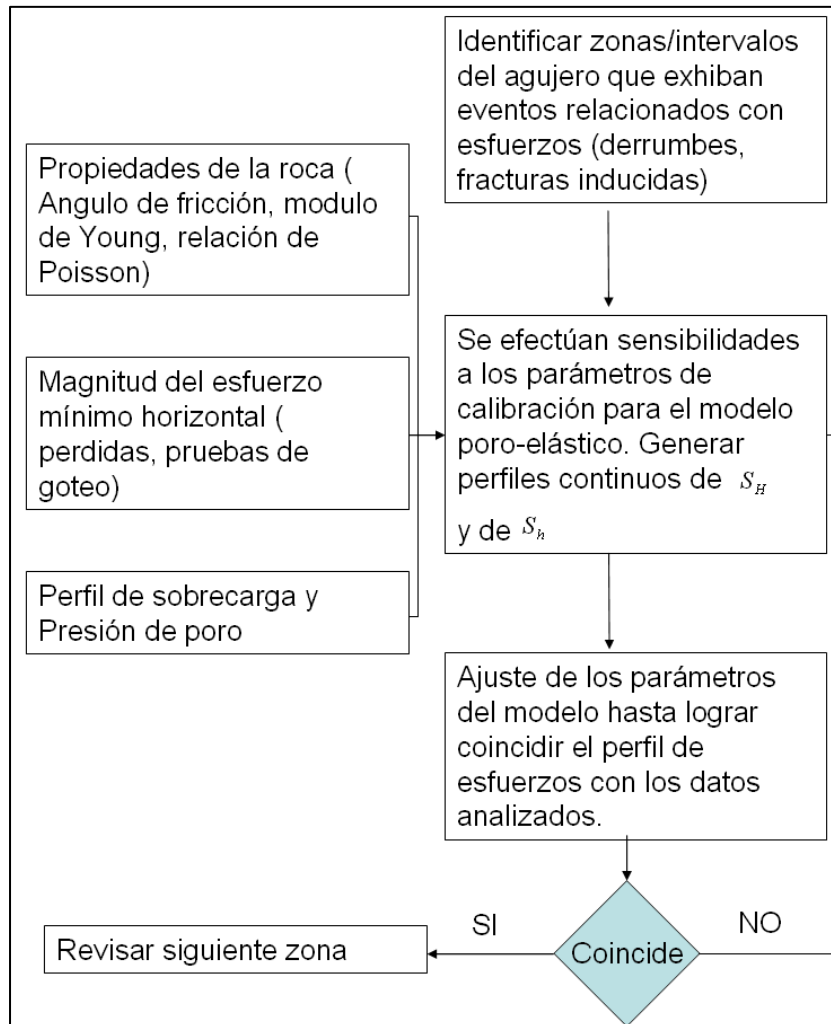
Para la determinación de los esfuerzos mínimo y máximo fueron utilizadas las ecuaciones poroelásticas (3.4). La determinación de los valores de ϵ_x y ϵ_y está función de los parámetros de resistencia (UCS y ángulo de fricción) y elasticidad (Modulo de Young Estático, Relación de Poisson); los registros sísmicos y de densidad; LOT y eventos de perforación.

$$\begin{aligned} dS'_h &= \frac{\nu}{1-\nu} dS_v - \frac{\nu}{1-\nu} dp + \frac{E\alpha}{1-\nu} dT + \frac{E}{1-\nu^2} d\epsilon_h + \frac{\nu E}{1-\nu^2} d\epsilon_H \\ dS'_H &= \frac{\nu}{1-\nu} dS_v - \frac{\nu}{1-\nu} dp + \frac{E\alpha}{1-\nu} dT + \frac{E}{1-\nu^2} d\epsilon_H + \frac{\nu E}{1-\nu^2} d\epsilon_h \end{aligned} \quad 3.4$$

Para el esfuerzo máximo SH se realizó un análisis sensibilidad para que el modelo reprodujera intervalos de agujero en calibre, donde se muestran los intervalos en imágenes y caliper. Los valores de ϵ_h y ϵ_H que dependen directamente de los parámetros de resistencia (UCS y ángulo de fricción) fueron determinados por formación, basado en la poroelasticidad. A continuación se describe el flujo de trabajo para la calibración del modelo Poroelástico.

3.5.1.- Flujo de trabajo empleado para la calibración del esfuerzo horizontal.

A continuación se muestra un esquema con el flujo de trabajo empleado para la calibración del esfuerzo horizontal.



Los valores de esfuerzo máximo y mínimo para ambos pozos y sus respectivas direcciones de esfuerzo mínimo están mostrados en la Figura 3.14.

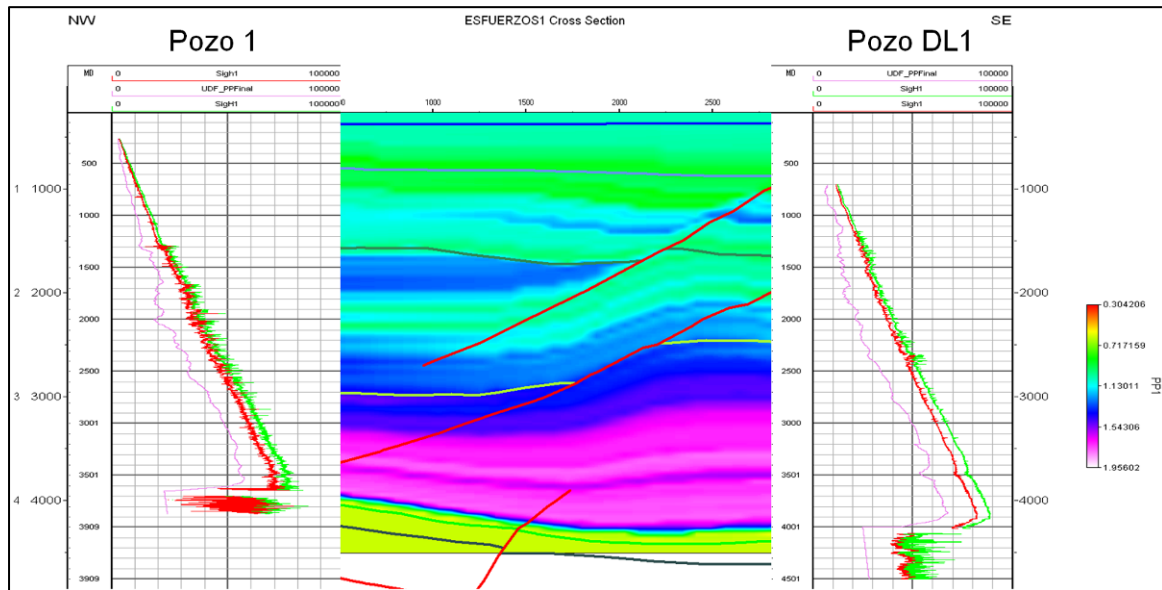


Figura 3.14 – Curvas de presión de poro, esfuerzo mínimo y esfuerzo máximo para los pozos 1 y DL1.

Capítulo 4.-Determinación tridimensional de esfuerzos^{1,18}.

4.1.- Introducción.

El estudio se dividió en dos fases. La primera fase consistió en la creación de un modelo geomecánico que pudo igualar las condiciones iniciales del esfuerzo en el campo. Durante esta fase, se creó un Modelo Geomecánico tridimensional (3D) y se llevaron a cabo estudios paramétricos para determinar tanto la sensibilidad como el efecto de diversos cambios en los parámetros. El objetivo de esta etapa era seleccionar de modo confiable un caso base a partir del cual iniciar la segunda fase, que consistió en utilizar los cambios en la presión de poro resultante de la predicción de un modelo de simulación separado.

Los registros del pozo, acoplados a los datos sísmicos, se utilizaron con un paquete de visualización geológica para crear cubos de propiedades para su posterior uso en el estudio. Esto se logró aumentando la escala de los datos de registro a las celdas del pozo y utilizando luego la función de modelado petrofísico para poblar todo el cubo. El método aplicado a este proceso fue el “kriging”, empleando los datos sísmicos como tendencia de la propiedad. Uno de estos cubos, el de porosidad (con celdas agregadas), puede observarse en la Figura 4.1.

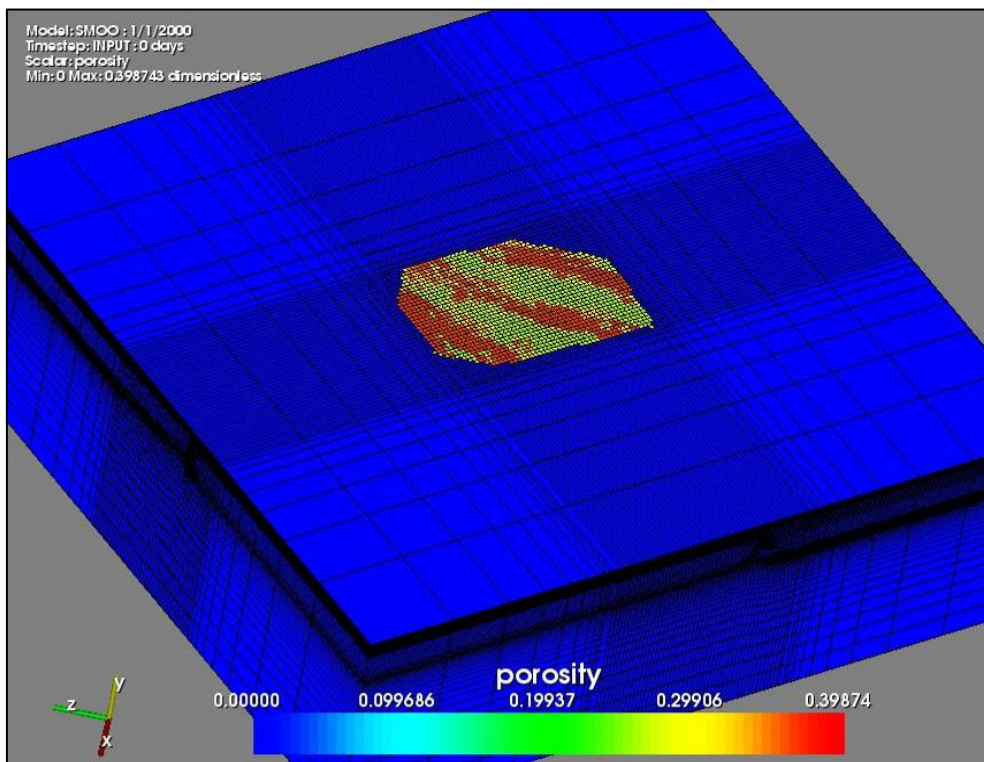


Figura 4.1 – Apariencia del modelo con celdas agregadas.

Cuando se inicio el estudio geomecánico con un modelo de yacimiento como punto de partida, fue necesario insertar el modelo en una carga superior, subyacente y lateral de roca representativa. Así se hizo a fin de que pudieran establecerse condiciones adecuadas de límite para el modelo.

La geometría del modelo original se exportó de Un paquete de visualización geológica en formato de archivo de entrada en Eclipse. El archivo constaba de 60.819 celdas, dispuestas en una malla de celdas de 51x37x37. Este modelo se importó en el “Paquete” de modelado Visage para su visualización y verificación. La Figura 4.2 muestra la geometría original exportada de un paquete de visualización geológica.

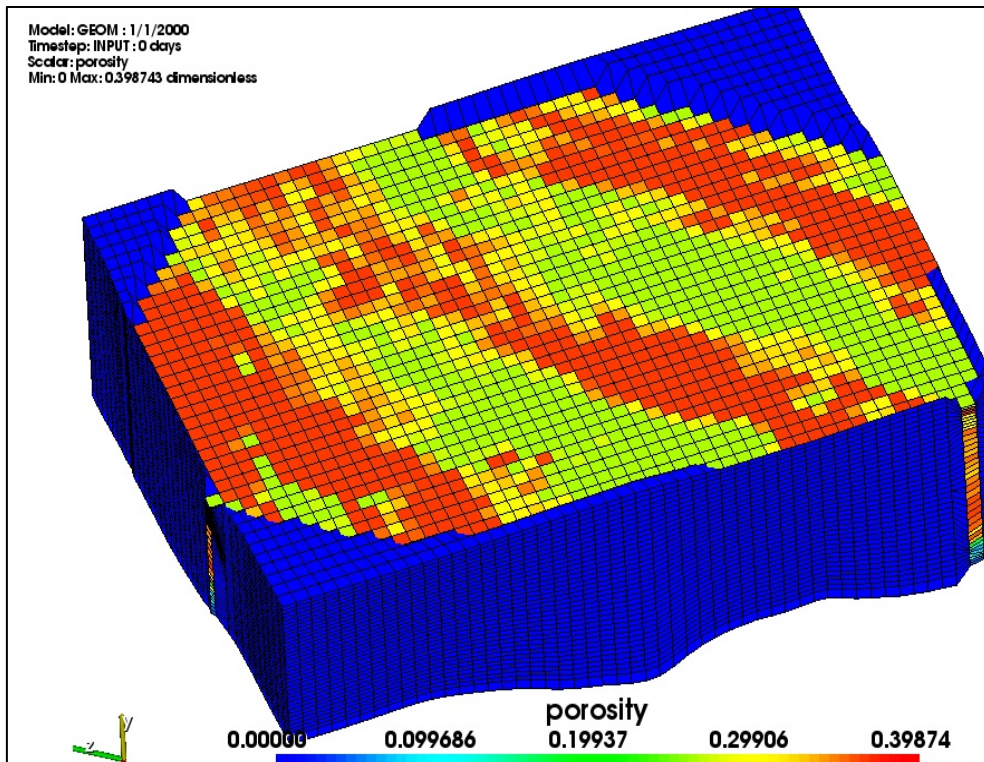


Figura 4.2 – Geometría original exportada de Un paquete de visualización geológica.

4.2.- Inicialización del modelo.

Al inicializar el modelo, éste presentaba un grado de incertidumbre con respecto a los parámetros utilizados. El principal origen de esta incertidumbre era la escasez de los datos disponibles. A la fecha de este estudio, sólo existía un análisis geomecánico en 1D, y éste se basaba en suposiciones más que en pruebas de laboratorio. Esta sección describe los diversos estudios paramétricos realizados para determinar la mejor coincidencia de parámetros para el modelo.

Para su realización el estudio se dividió en dos partes. La primera de estas se designó como “modelo inicial”, este se hizo para determinar las cargas necesarias a aplicar en la base del modelo para balancear la carga de gravedad debida a la densidad del modelo. Este análisis toma el modelo y aplica las cargas de gravedad y presión, pero no las cargas tectónicas. Esta carga tectónica se reemplaza por una condición de frontera a los costados del modelo, la cual permite el libre movimiento vertical, pero esta fija horizontalmente lo cual permite la libre compactación del mismo. El resultado esperado de este análisis son las fuerzas de reacción calculadas en la base del modelo.

El modelo se organizó tal como se muestra en la figura 4.3 con cargas de gravedad y presión aplicadas al modelo en cada celda y el límite establecido para no permitir el movimiento perpendicular a las caras del modelo.

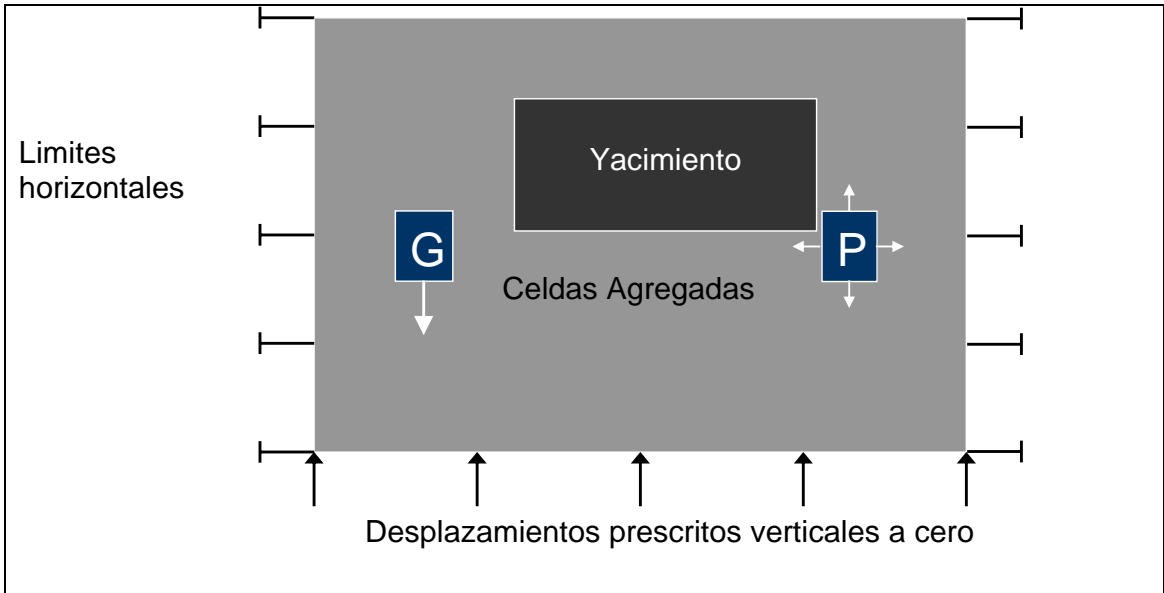


Figura 4.3 – Determinación de las condiciones de frontera.

Este modelo se equilibró para determinar las fuerzas de reacción en la base del modelo. Estas reacciones, junto con los esfuerzos en el límite externo predeterminados, se emplearon para inicializar el estado de esfuerzos del modelo que se ilustra en la figura 4.4. Este modelo era en los demás aspectos idéntico al utilizado en el análisis anterior.

Con el fin de realizar el análisis actual se carga otra vez el modelo con las cargas de gravedad y de presión, pero esta vez el nodo se mantiene en su lugar verticalmente por las cargas calculadas en el paso anterior y horizontalmente por el campo de esfuerzos lejanos.

Lo único fijo en este modelo son las cuatro esquinas inferiores las cuales son verticalmente fijas y tres de las esquinas superiores. Estas fijaciones son para tomar en cuenta pequeños desequilibrios causados por cargas ligeramente no simétricas cuando un modelo no es perfectamente regular.

Mediante la aplicación de campos lejanos de esfuerzos, el "Paquete" utilizado equilibra el modelo, permitiendo un estado complejo de esfuerzos que se calcula en el área de interés provocado por la variación mecánica de las propiedades y discontinuidades del modelo.

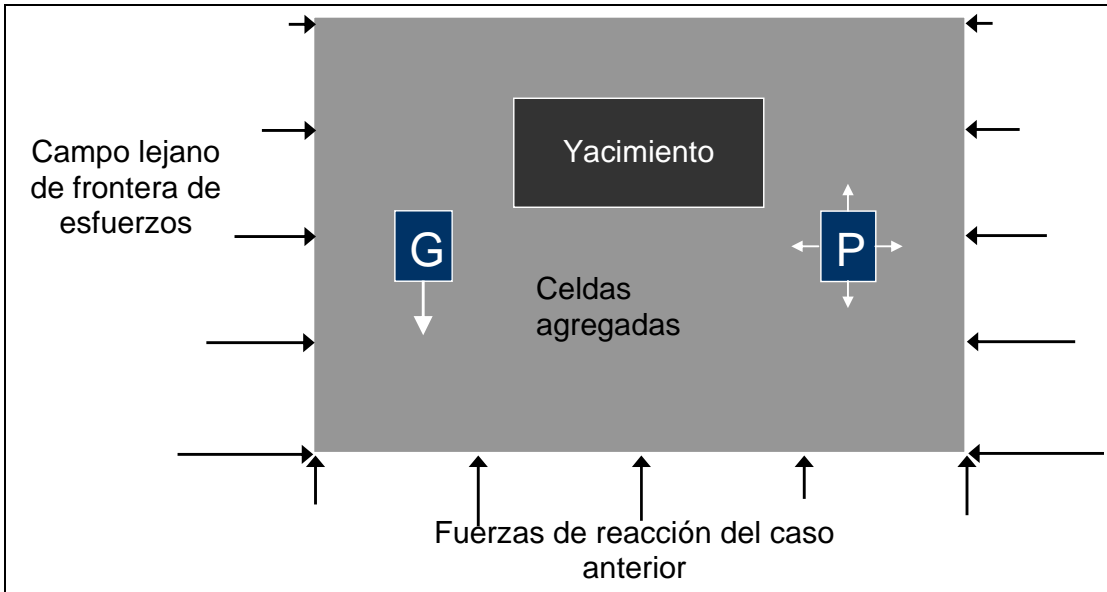


Figura 4.4 – Inicialización de esfuerzos por equilibración.

Una vez que se inicializó elásticamente el modelo, se procedió a post-procesarlo e interrogarlo para determinar puntos de similitud entre este Modelo Geomecánico en 3D y el Modelo Geomecánico en 1D empleado para la creación del modelo que aquí se describe. En particular, se utilizaron las magnitudes y direcciones del esfuerzo principal para determinar la adecuación del Modelo Geomecánico en 3D.

El principal punto de verificación para el Modelo Geomecánico en 3D era el Modelo Geomecánico en 1D. El Modelo Geomecánico en 1D se creó a partir de observaciones que también debían respetarse en el Modelo Geomecánico en 3D. Es importante destacar que el Modelo Geomecánico en 1D fue construido con simplificaciones del conjunto de datos, y no dará cuenta de los efectos vecinos que quedan fuera del alcance del modelo, tales como una falla vecina que no cruzaba la trayectoria del pozo o la inclusión de una rigidez o flexibilidad local.

4.3.- Pasos requeridos para ajustar el modelo.

Para este trabajo al principio se hicieron once corridas en el "Paquete", posteriormente hubo un cambio en los modelos 1D lo cual implicó cambios significativos y se tuvo que retomar los casos desde el caso 005 y rehacer algunas corridas, a continuación se describe solamente un resumen de los casos 001, 002, 005, 006, 007 y 011 y los cambios realizados en los casos del modelo actualizado 007, 008 y 009. Los cuales se considerara fueron los más impactantes.

4.3.1.- Caso 001.

Este fue el primer estudio realizado, y tomó todos los parámetros desconocidos como predeterminados. En este caso, se tomaron valores de 26,6 kPa/m y 24,2 kPa/m para los gradientes de esfuerzo del límite.

En este estudio, la presión se determinó de la misma forma que todos los demás parámetros, empleando el método de "kriging" y la amplitud sísmica como tendencia de la propiedad para guiar los valores. En los casos en que no existían valores disponibles, debido a que la celda en cuestión estaba debajo de las celdas con datos asignados, se supuso una presión hidrostática de 10 kPa/m, en base a la profundidad promedio de la celda.

A las rigideces de la falla se asignó una rigidez normal uniforme de 10MPa/m, una rigidez de cizalla de 5 MPa/m, una cohesión de 1kPa y un corte por tracción de 1 kPa, un ángulo de fricción de 20° y un ángulo de dilatación de 10°.

Al importar los resultados de este análisis en "Modeler", resultó evidente que la presión que se había utilizado para inicializar este modelo era problemática. Las presiones del modelo a veces disminuían a medida que aumentaba la profundidad dentro de una misma capa, lo que claramente era un error. Las figuras 4.5 a 4.7 muestran una referencia más completa.

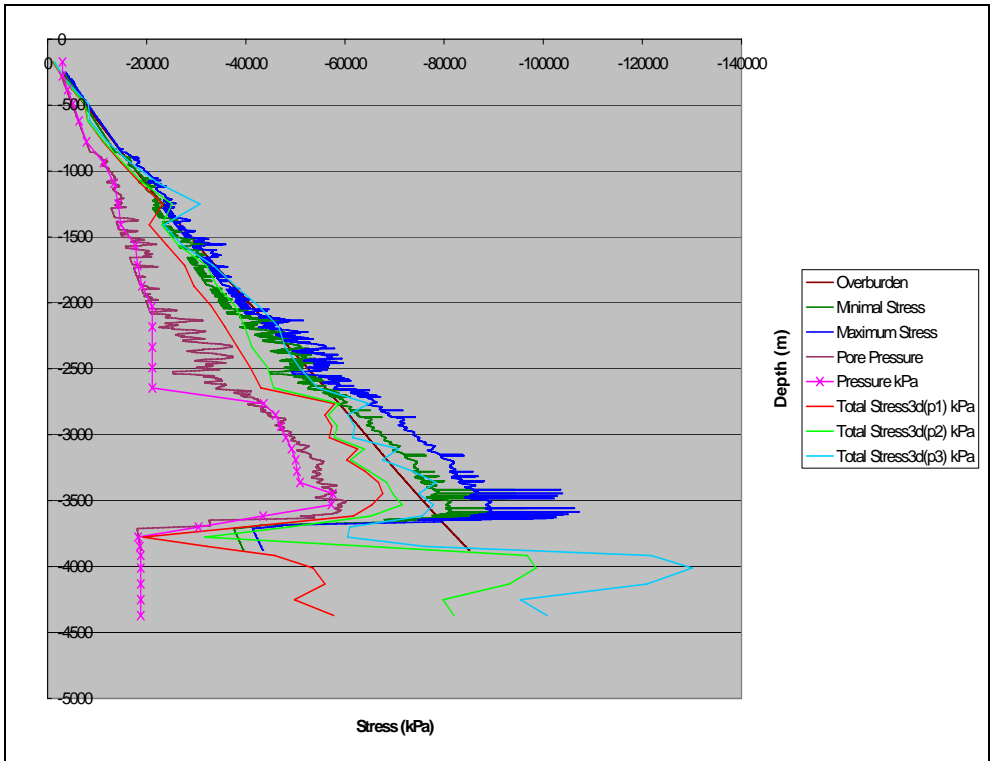


Figura 4.5 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) Para el pozo-1, caso s001.

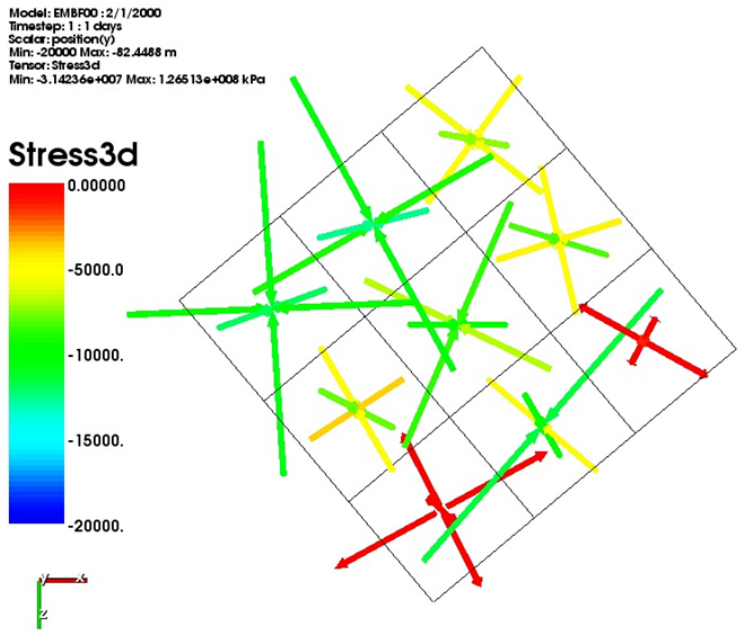


Figura 4.6 – Dirección de esfuerzos en la capa k=11, profundidad 1562 m , caso s001.

Model: EMB00 : 2/1/2000
Timestep: 1 : 1 days
Scalar: position(y)
Min: -20000 Max: -82.4488 m
Tensor: Stress3d
Min: -3.14236e+007 Max: 1.26513e+008 kPa

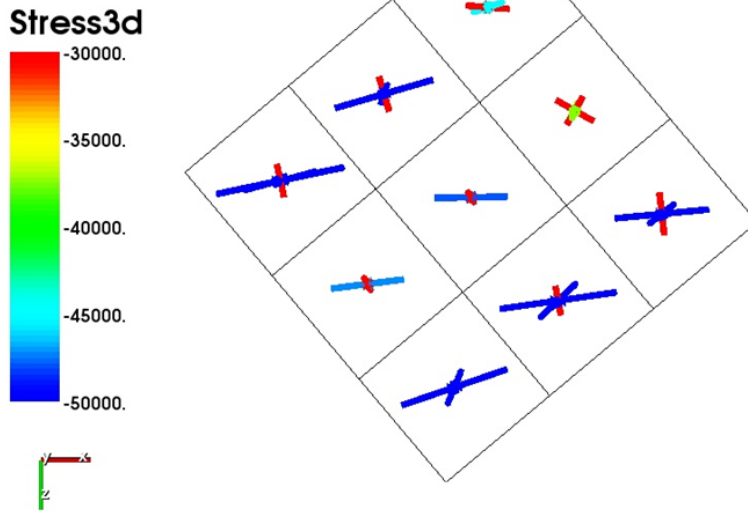


Figura 4.7 – Dirección de esfuerzos en la capa k=31, profundidad 3777m , caso s001.

4.3.2.- Caso 002.

Como se determinó que el campo de presión parecía poco realista cerca de las presiones hidrostáticas aplicadas en la carga lateral del caso 001, se procedió a cambiar el método para determinar la presión, pasando del "kriging" con una tendencia sísmica a una distribución basada en la profundidad para evitarlo. Esta fue la única diferencia con el caso 001.

En esta etapa del estudio, sólo se estaba utilizando la magnitud del esfuerzo para determinar la validez del modelo, en este caso, la Figura 4.8 Los esfuerzos principales estaban ambos en niveles inferiores a lo esperado, de modo que se trazaron líneas de tendencia lineal para calcular cuánto por debajo del valor esperado se encontraban.

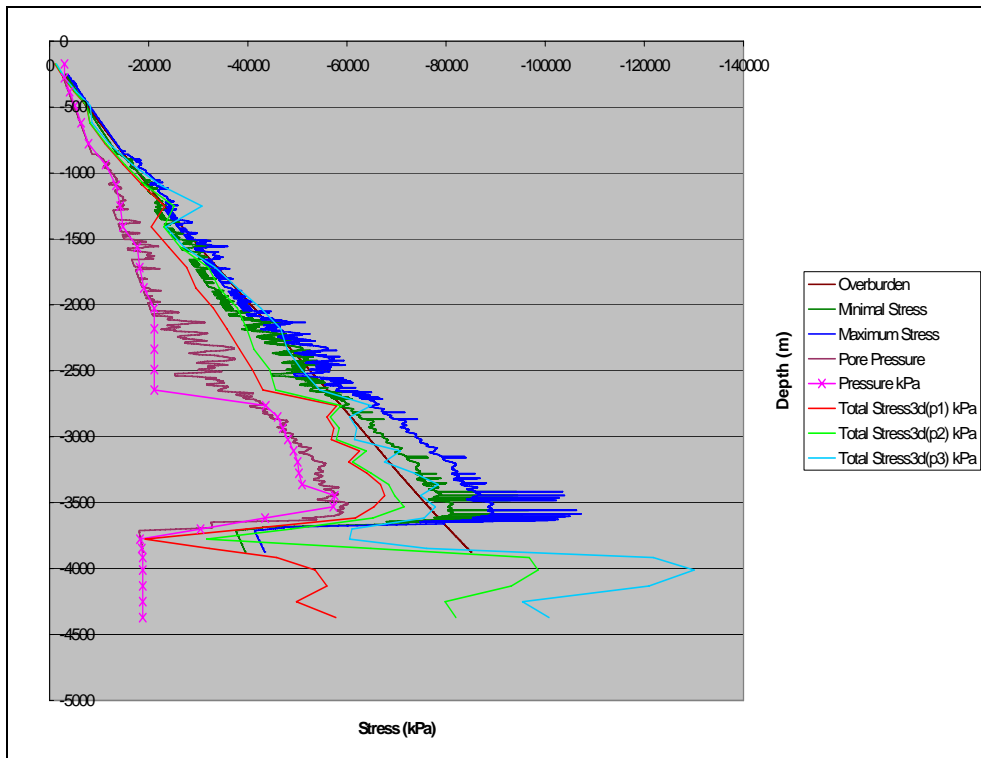


Figura 4.8 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s002.

4.3.3.- Caso 005.

Los valores de esfuerzo principal continuaban por debajo de las magnitudes esperadas para el caso 004. Una vez más, se aplicó una línea de tendencia lineal a los esfuerzos principales, como consecuencia de lo cual se añadió otro factor de 1,1 a los esfuerzos del límite. Esto dio un gradiente de esfuerzo horizontal máximo de 32,2 kPa/m. Es importante destacar que este valor es bastante alto, pero parecía brindar una coincidencia razonable con las capas superiores del modelo.

Al comparar en la figura 4.9, no se apreciaba diferencia práctica en los gráficos. Esto significaba que sería necesario variar otro parámetro si se deseaba lograr una solución mejorada.

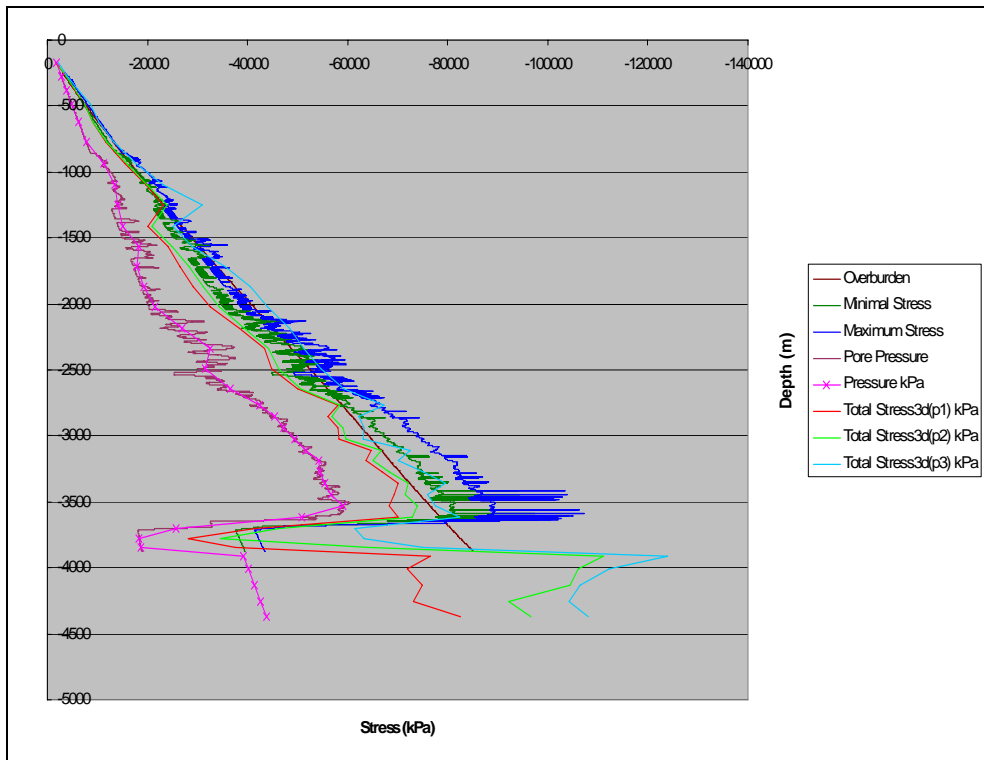


Figura 4.9 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s005.

4.2.4.- Caso 006/Caso 007.

Tras constatar que los esfuerzos del límite eran adecuados, el próximo paso consistía en determinar qué efecto, de existir, podía atribuirse a las rigideces de la falla. Para comprobarlo, se realizaron 2 estudios:

Caso 006: rigideces de la falla incrementadas de manera uniforme por orden de magnitud a una rigidez normal de 100 Mpa/m y una rigidez de cizalla de 50 MPa/m.

Caso 007: rigideces de la falla reducidas de manera uniforme por orden de magnitud a una rigidez normal de 1 Mpa/m y una rigidez de cizalla de 0,5 MPa/m.

Al aumentar la rigidez de la falla, se incrementaba el esfuerzo en la parte inferior del modelo, en tanto que al suavizar la falla, éste parecía disminuir (Figuras 4.10 y 4.11) .

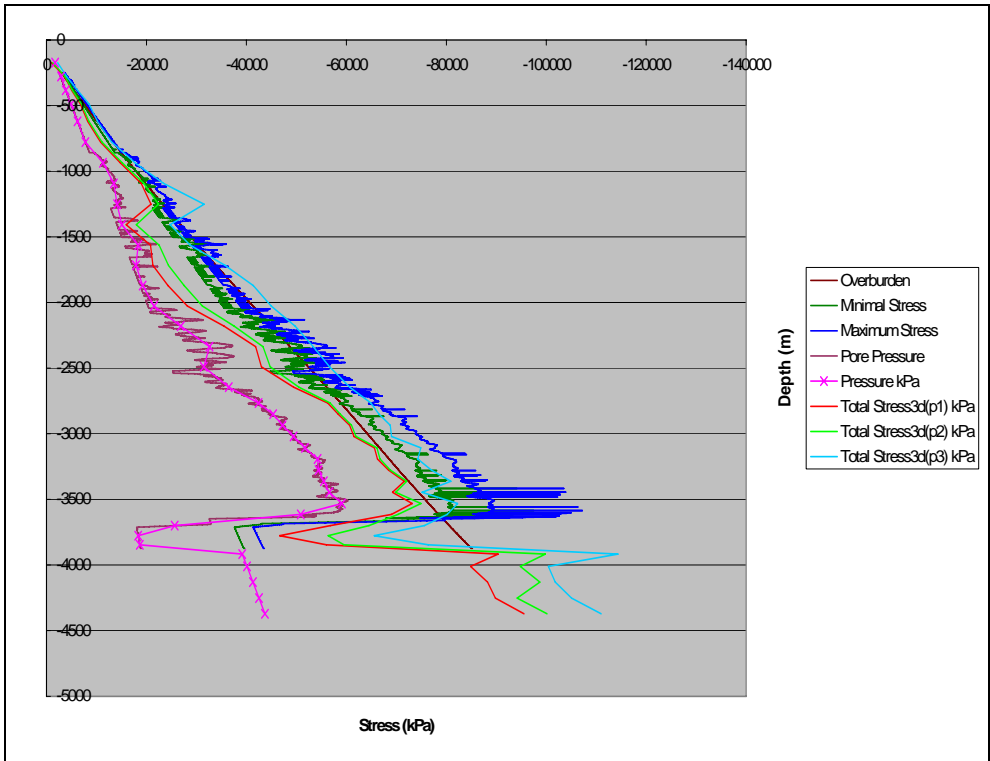


Figura 4.10 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s006.

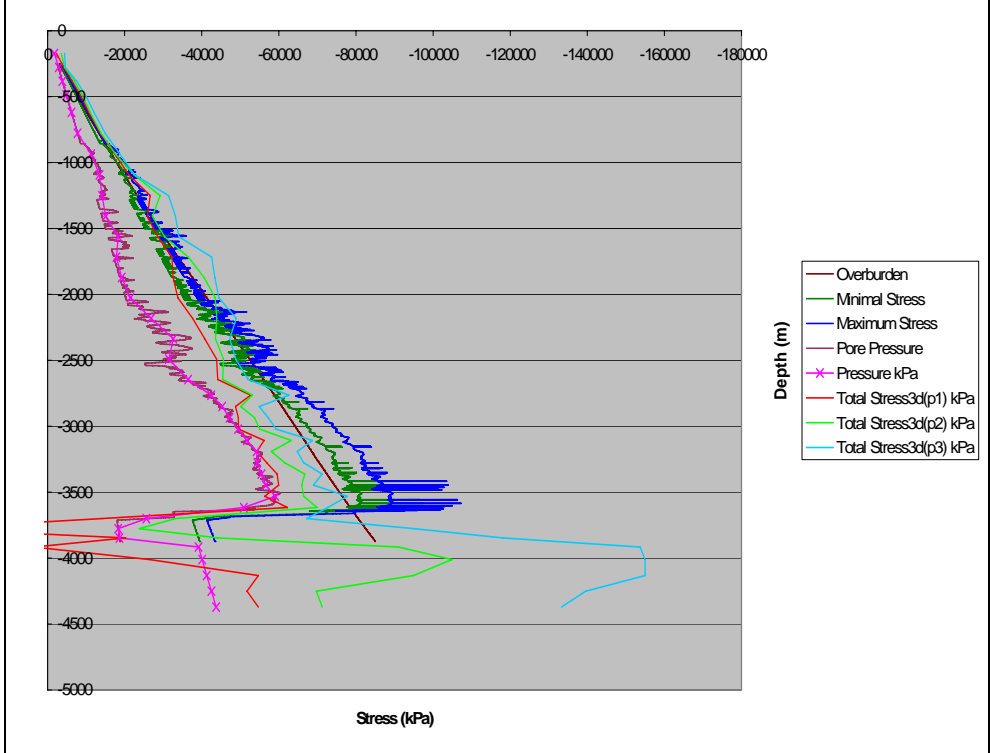


Figura 4.11 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s007.

4.2.5.- Caso 011.

En esta etapa del estudio, se proporcionó el modelo de simulación Eclipse, se decidió que los datos de presión brindados por este modelo se incorporaran al Modelo Geomecánico. Como los únicos datos de presión que proporcionaba el modelo se encontraban en sus capas inferiores, se supuso que no implicaría un cambio significativo para las comparaciones de

magnitudes salvo en el tercio inferior del modelo. Este caso 011 se creó como punto de comparación para el caso 005, la mejor coincidencia hasta el momento. La única diferencia entre estos dos casos residía en la presión inicial en la sección del yacimiento en el modelo.

Resultó que la suposición era correcta; no hubo diferencia significativa entre el caso 005 y el caso 011 en cuanto a la magnitud del esfuerzo, salvo en las zonas cercanas a los cambios de presión. Las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14 parecían arrojar valores de esfuerzo horizontal mínimo de 100°, 30° y 170°.

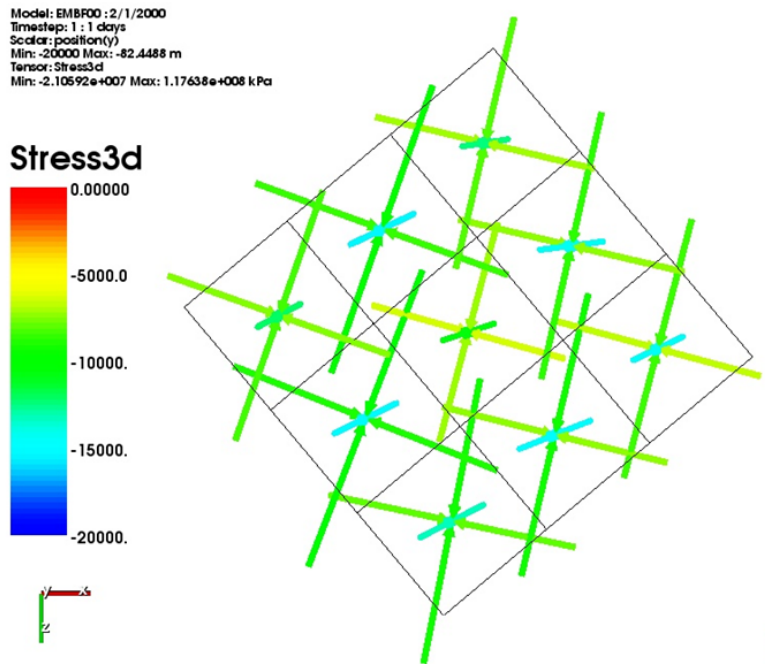


Figura 4.12 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , caso s011.

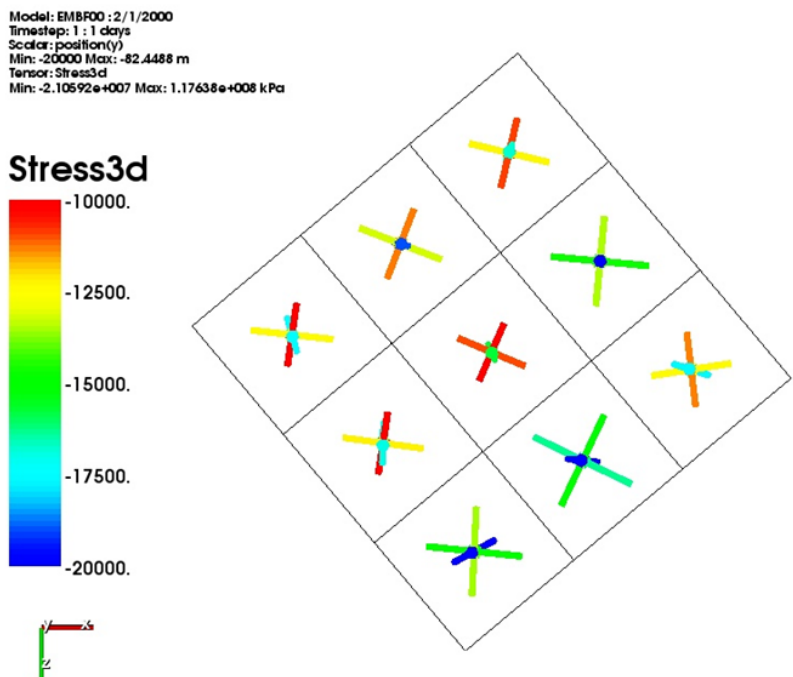


Figura 4.13 – Dirección de esfuerzo en la capak=24, profundidad 3192m , caso s011

Model: EMBF00 : 2/1/2000
Timestep: 1 : 1 days
Scalar: position(y)
Min: -20000 Max: -82.4488 m
Tensor: Stress3d
Min: -2.10592e+007 Max: 1.17638e+008 kPa

Stress3d

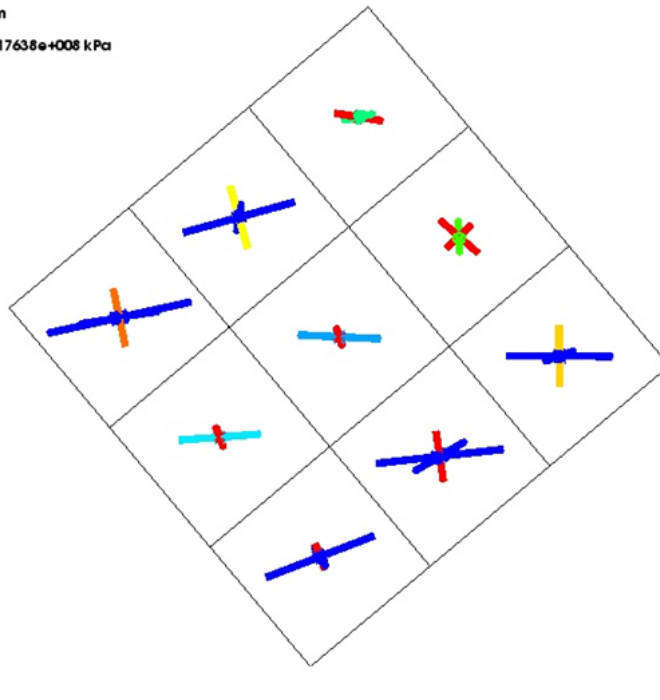
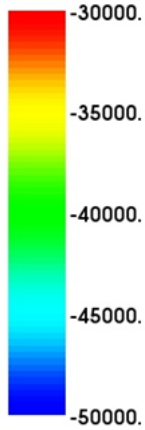


Figura 4.14 – Dirección de esfuerzo en la $capak=31$, profundidad 3777m , caso s011.

Hasta este momento, el límite rígido no se consideraba un problema, pero el aumento en la flexión de este modelo actualizado puso en duda la validez de la placa. Cabe destacar que cuando aumentó la condición de límite del modelo original, se produjo un aumento del esfuerzo horizontal general que demostraba que la placa funcionaba correctamente.

Con este fin, el caso actualizado 005 unificó la relación de Poisson de la placa a un valor único de 0,3, en tanto que el caso actualizado 006 aumentó la rigidez de 10 GPa a 30 GPa. Este aumento se consideró necesario dado que el módulo de Young se había incrementado de manera considerable en el modelo actualizado.

La Figura 4.15 mostró una correlación bastante buena para el esfuerzo horizontal máximo pero los otros dos esfuerzos aún presentaban indicios de ser demasiado bajos en el caso actualizado 005.

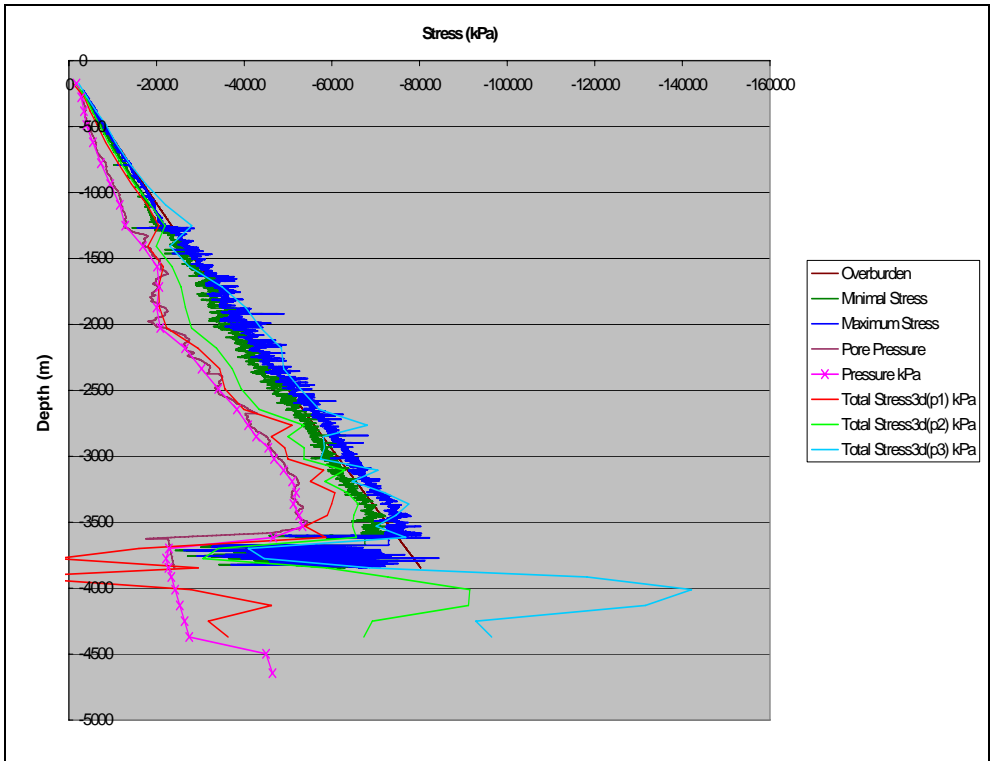


Figura 4.15 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s005.

La figura 4.16 muestra que el límite más rígido parecía haber resuelto el problema, con correlaciones razonables para los tres esfuerzos.

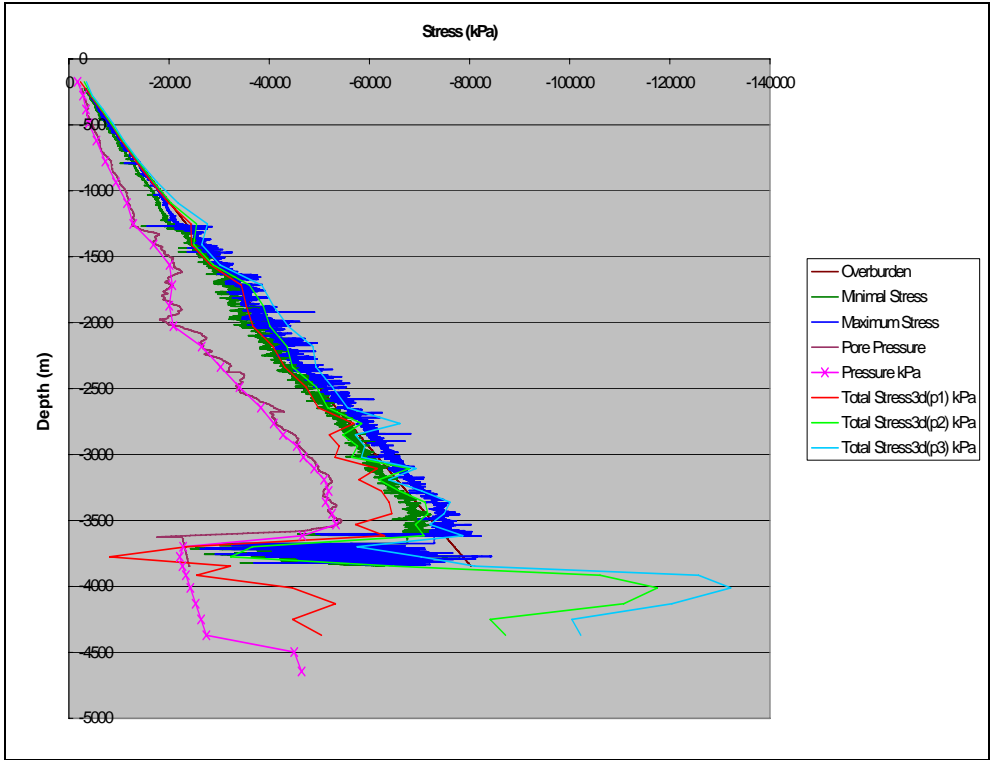


Figura 4.16 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s006.

La figura 4.17 es un poco difusa. Esto se debió a que se representó el esfuerzo más compresivo que lo habitual en la misma escala en todos los demás gráficos. La celda hacia el Noreste del pozo parecía tener una dirección de esfuerzo mínimo de aproximadamente 30°. Las otras dos figuras tienen un valor de alrededor de 20° en el centro y cerca de 10° en el

yacimiento. Esto era en general un buen resultado, pero se prosiguió con el estudio para explorar todas las combinaciones de parámetros.

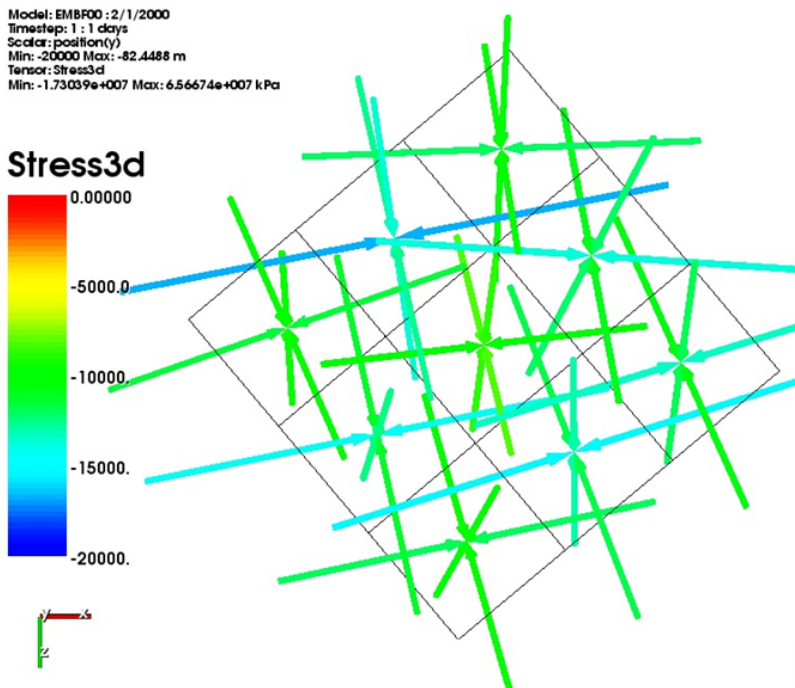


Figura 4.17 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , Caso u006.

4.2.6.- Caso actualizado 007.

En forma concurrente con el caso actualizado 006, se creó la actualización del caso 007 para determinar el efecto de la rotación del esfuerzo del límite del caso actualizado 005, de forma muy similar al caso 015 en el modelo original. El esfuerzo del límite se rotó 90° completos, llevando el azimut del esfuerzo horizontal máximo a 35°, la misma dirección que antes tenía el mínimo.

El criterio de éxito en este caso consistía en rotar el esfuerzo en la parte superior de la sobrecarga hasta los 35° esperados. Desafortunadamente, este objetivo no se logró (Figura 4.18 porque sólo una rotación menor de 30° para dar una dirección del esfuerzo principal mínimo de 10°.

Model: EMB00 : 2/1/2000
Timestep: 1 : 1 days
Scalar: position(y)
Min: -20000 Max: -82.4488 m
Tensor: Stress3d
Min: -1.47404e+007 Max: 5.73495e+007 kPa

Stress3d

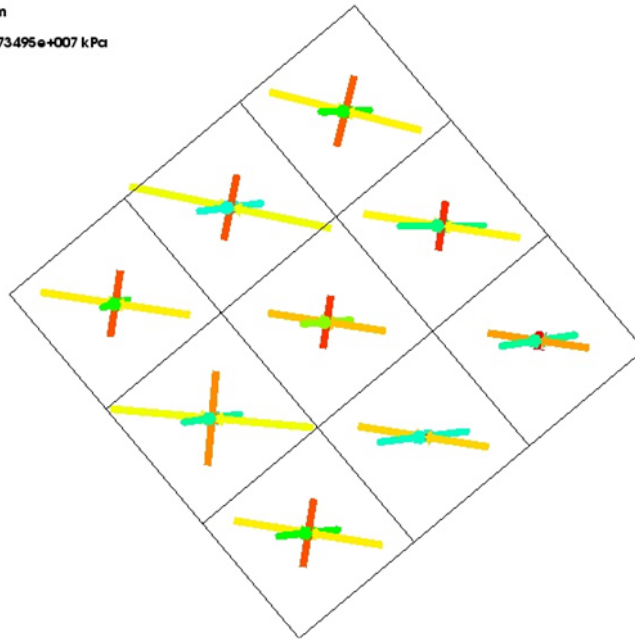
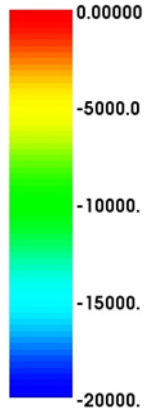


Figura 4.18 – Dirección de esfuerzo en la capak=11, profundidad 1562m , Caso u007.

4.2.7.- Caso actualizado 008.

El perfeccionamiento del modelo definitivo que se intentó para contrarrestar la flexión excesiva del modelo habría de agregar alguna carga subyacente adicional al modelo. Esta carga subyacente sería tan rígida como la placa y la carga subyacente ya existente, pero duplicaría el espesor del modelo.

Se trató de una reconstrucción completa del modelo; en este estudio se modificó casi todos los archivos.

Tras añadir la carga subyacente adicional y llevar a cabo el estudio, resultó evidente que la flexión se debía primordialmente a que los lados del modelo no tenían la suficiente rigidez. Esto puede observarse en las magnitudes de esfuerzo muy bajas en la figura 4.19, y las cargas de tracción aparecen en tres de los diagramas de dirección. Era muy probable que la mejora en el caso actualizado 006 fuera la mejor solución.

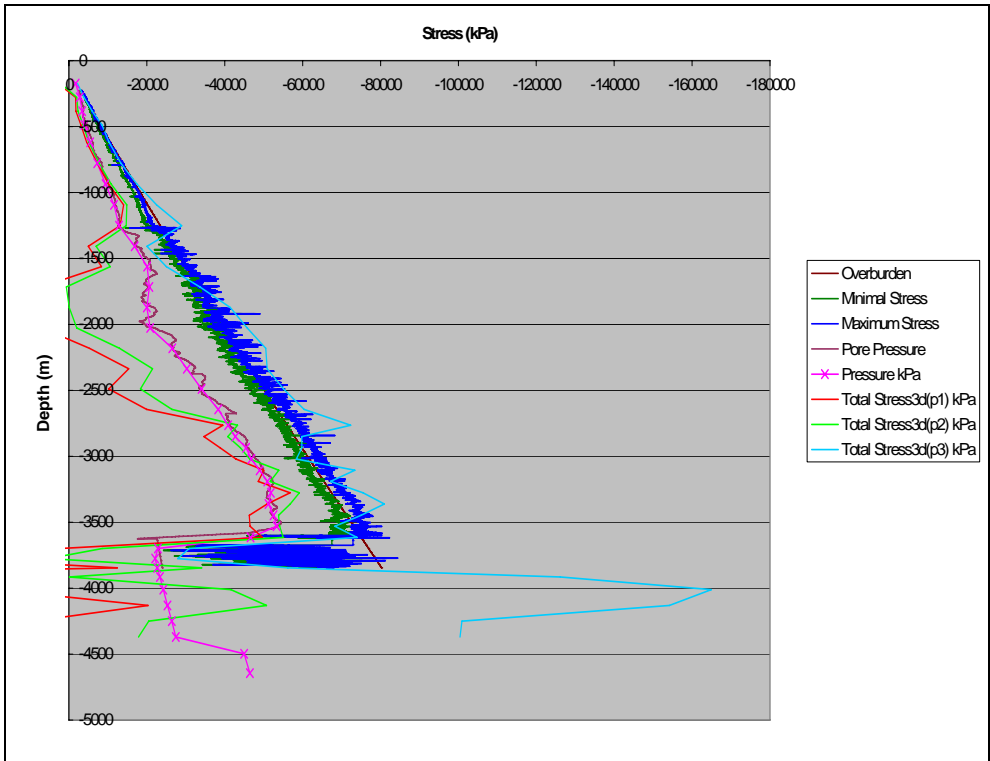


Figura 4.19 – Comparación de las magnitudes de los esfuerzos (kPa) para el pozo 1, caso s008.

4.2.8.- Caso actualizado 009.

Como seguimiento del caso actualizado 007, el caso actualizado 009 partió del supuesto de que lo que se calculó no era en realidad una rotación de 30° en sentido horario sino una rotación del esfuerzo de 150° en sentido antihorario. Al realizar esta suposición, se optó por un azimut de esfuerzo horizontal máximo de 10° para dar la rotación deseada.

El cálculo de la dirección del esfuerzo en la Figura 4.20 confirma que se trata de una rotación de 30° en sentido horario y no de una rotación de 150° en sentido antihorario.

Model: EMBF00 : 2/1/2000
Timestep: 1 : 1 days
Scalar: position(y)
Min: -20000 Max: -82.4488 m
Tensor: Stress3d
Min: -1.39481e+007 Max: 5.91051e+007 kPa

Stress3d

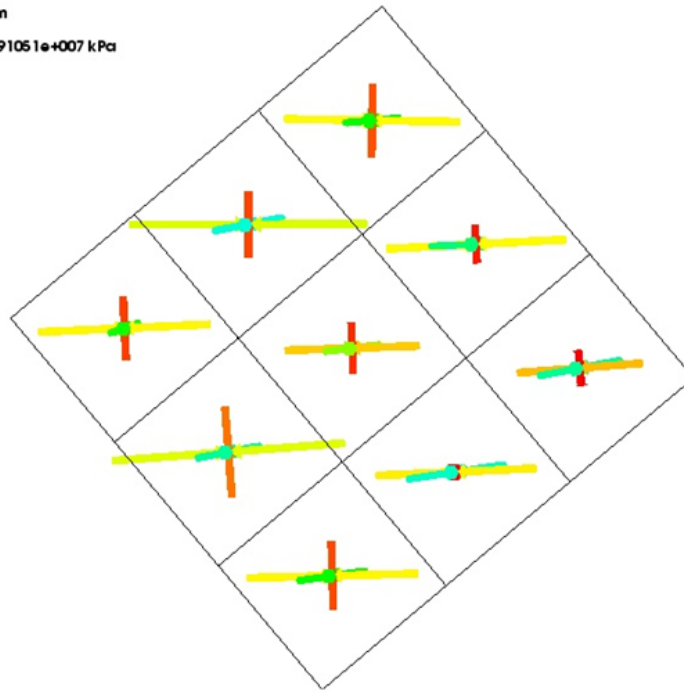
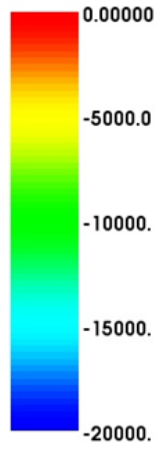


Figura 4.20 – Dirección de esfuerzos en la capa k=11, profundidad 1562m , Casou009.

Capítulo 5.- Integración del modelo tridimensional.

5.1.- Resultados del Análisis 1D.

Una vez que se construyeron de los Modelos Geomecánicos 1 D de los pozos de correlación se consideraron los registros de todos los pozos, así como sus MDT, LOT e histórico de perforación. Los datos de sísmica y profundidades de las formaciones para calibrar los modelos 1D. De la misma manera, la figura 5.1 muestra los datos de laboratorio de mecánica de rocas generados en el IMP que se considera eran muy representativos para los campos aledaños y fueron aplicados a las correlaciones para calibrar esta área.

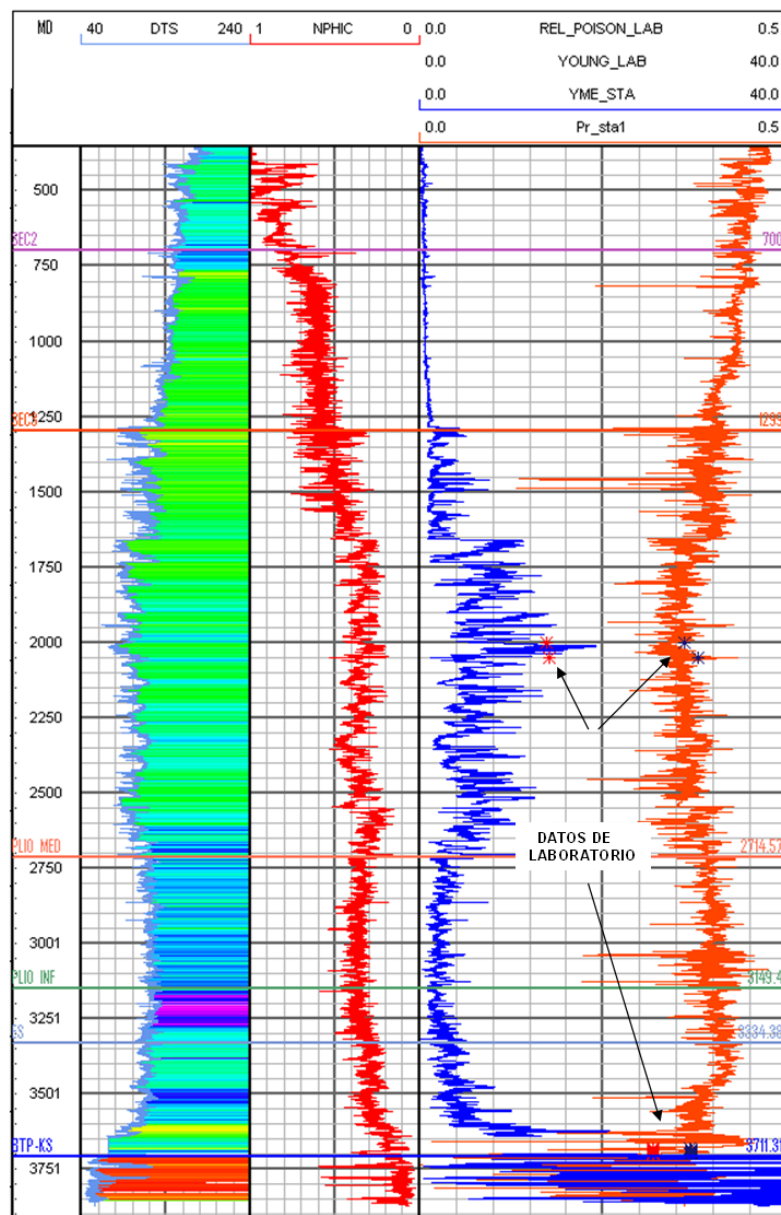


Figura 5.1 – Datos de laboratorio de mecánica de rocas generados en el IMP calibrados con los módulos determinados para el Modelo 1D.

La figura 5.2 muestra el análisis de estabilidad final del pozo 1 el cual se utiliza como correlación al aplicar el MODELO GEOMECÁNICO 3D.

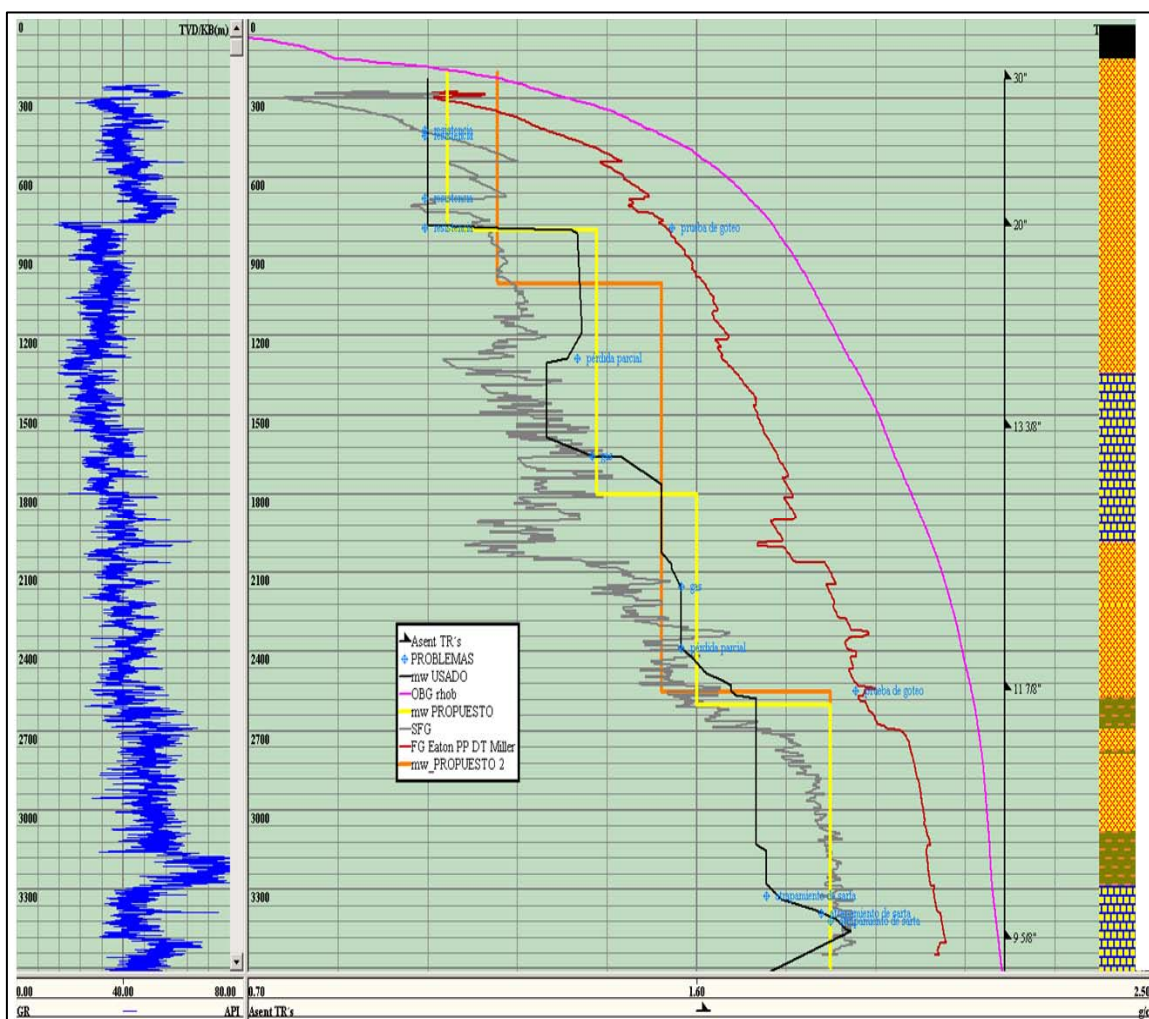


Figura 5.2 – Análisis de estabilidad final del pozo 1.

Cabe mencionar que los dos modelos creados para los dos pozos deben ser representativos de toda un área.

En la Figura 5.3 se hace una comparación de los parámetros de resistencia y elasticidad que fueron determinados por las correlaciones para 1 y pozo - DL1. Comparando los resultados, se observa una excelente correlación entre los parámetros elásticos y de resistencias determinados por los modelos.

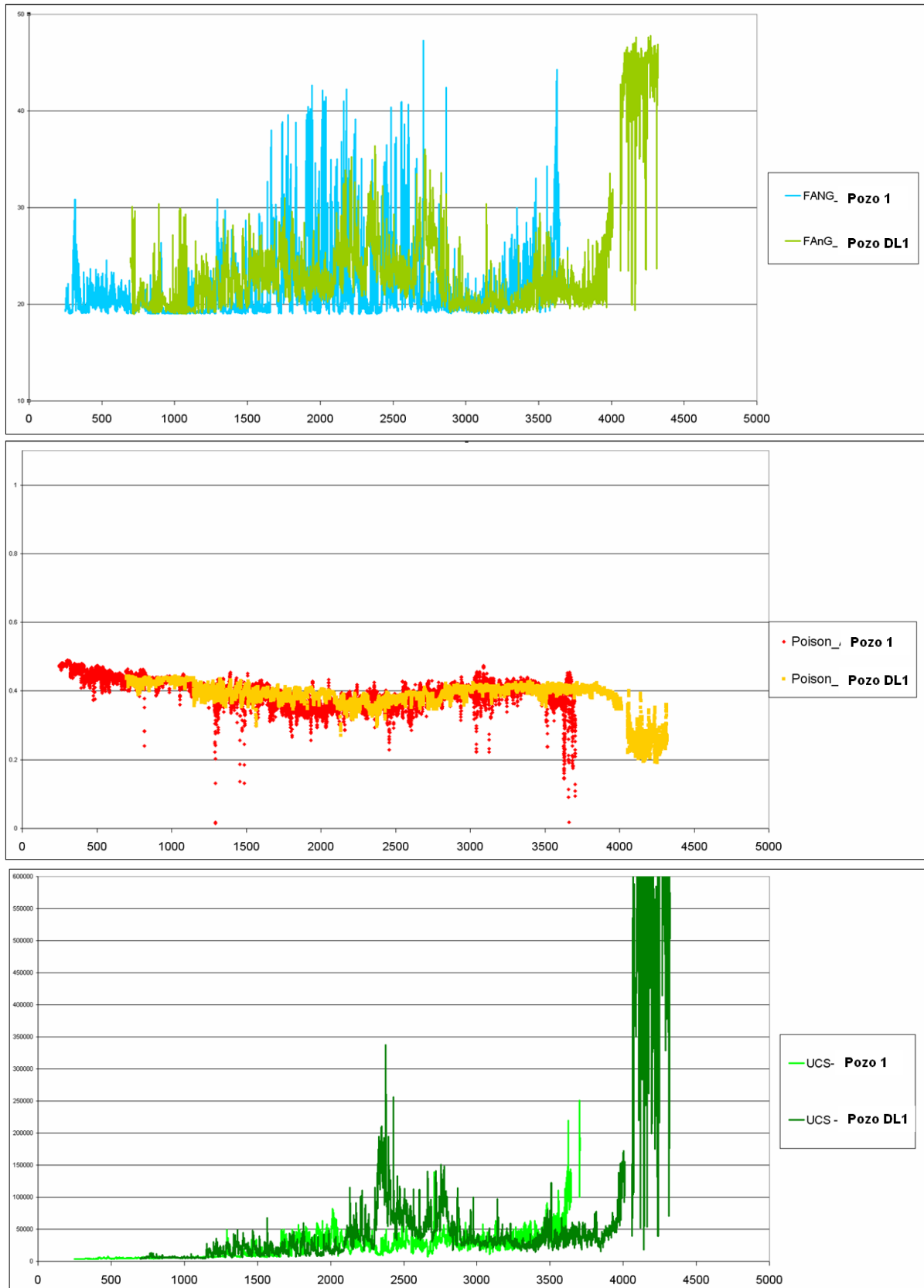


Figura 5.3 – Comparación de los datos de resistencia y elasticidad dos pozos -1 y pozo-DL1 (Angulo de fricción, Relación de Poisson, UCS).

En la Figura 5.4 están presentadas las curvas de presión de poro y los gradientes de fractura (esfuerzos mínimos) y esfuerzos máximos (gradientes de colapso superior) para ambos pozos.

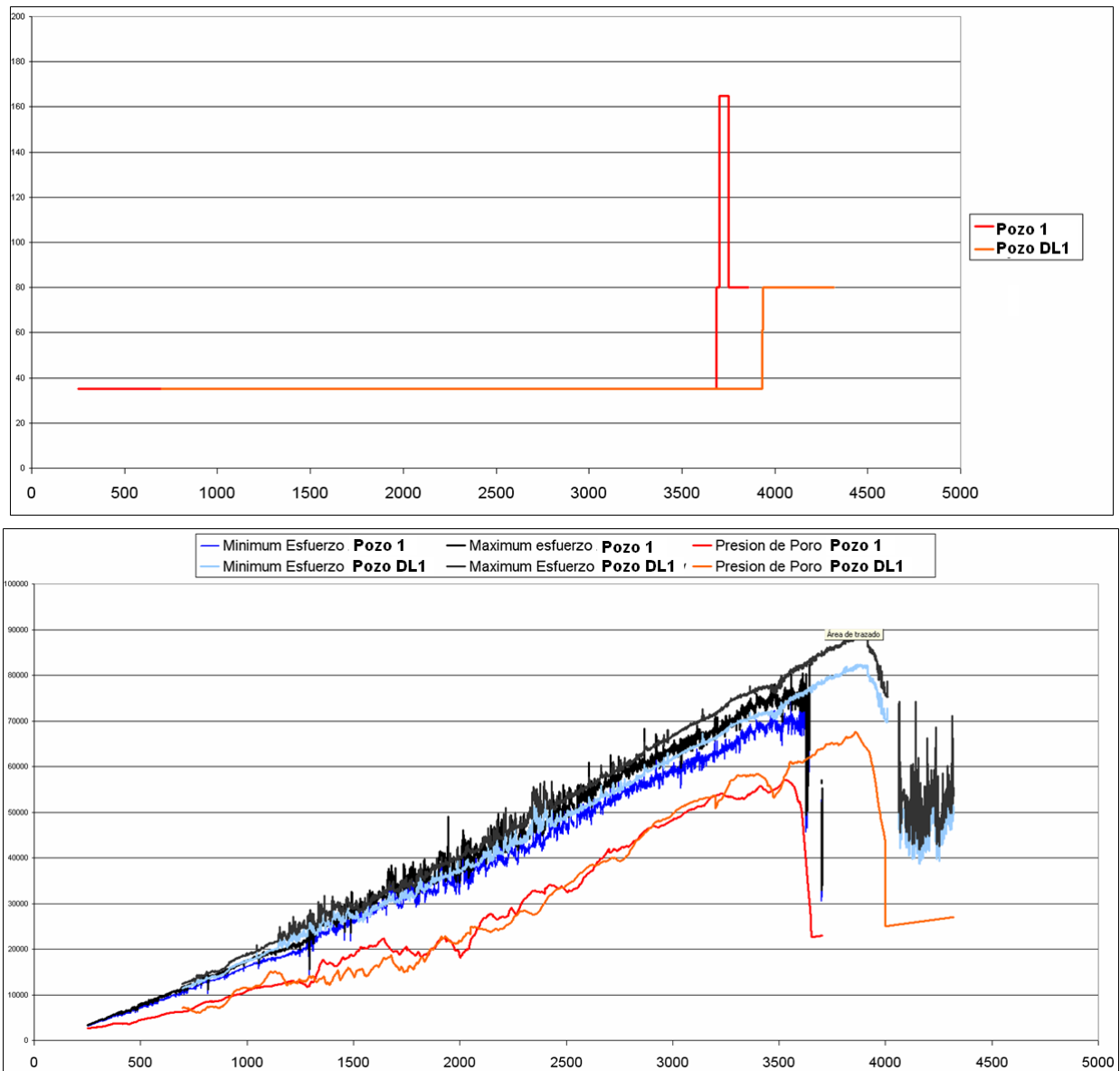


Figura 5.4 – Comparación de los modelos geomecánicos de pozo-1 y pozo -DL1 (Dirección de esfuerzos, Presión de poro, Esfuerzo máximo y mínimo).

Estos modelos geomecánicos creados para los dos pozos parecen estar muy bien calibrados, pudiendo ser considerados representativos para el área del Campo.

5.2.- Resultados del Análisis 3D.

El principal objetivo de este estudio consistía en determinar el cubo de esfuerzos correspondiente al campo. Esto era una representación del tensor de esfuerzo en todos los puntos del modelo. El cubo podía interrogarse para obtener datos de diversas formas. En esta sección, se presentan mapas de esfuerzos en diversos niveles del modelo para mostrar cómo la dirección y magnitud del esfuerzo cambiaban tanto en función de la posición horizontal como de la profundidad.

Además, los análisis brindaron datos de tensión. Fue posible extraer como resultado tensiones totales y plásticas en forma de cubos similares para brindar una comprensión más amplia del campo. En este informe, la tensión plástica, tanto en general en las celdas como de manera específica en las fallas, se presentó como indicación del lugar donde potencialmente se producirá la falla.

Lo primero que se verificó fue que las magnitudes del esfuerzo eran comparables al Modelo geomecánico en 1D. La figura 5.5 ilustra esta comparación. Las magnitudes de esfuerzo en 3D eran comparables a las magnitudes en 1D.

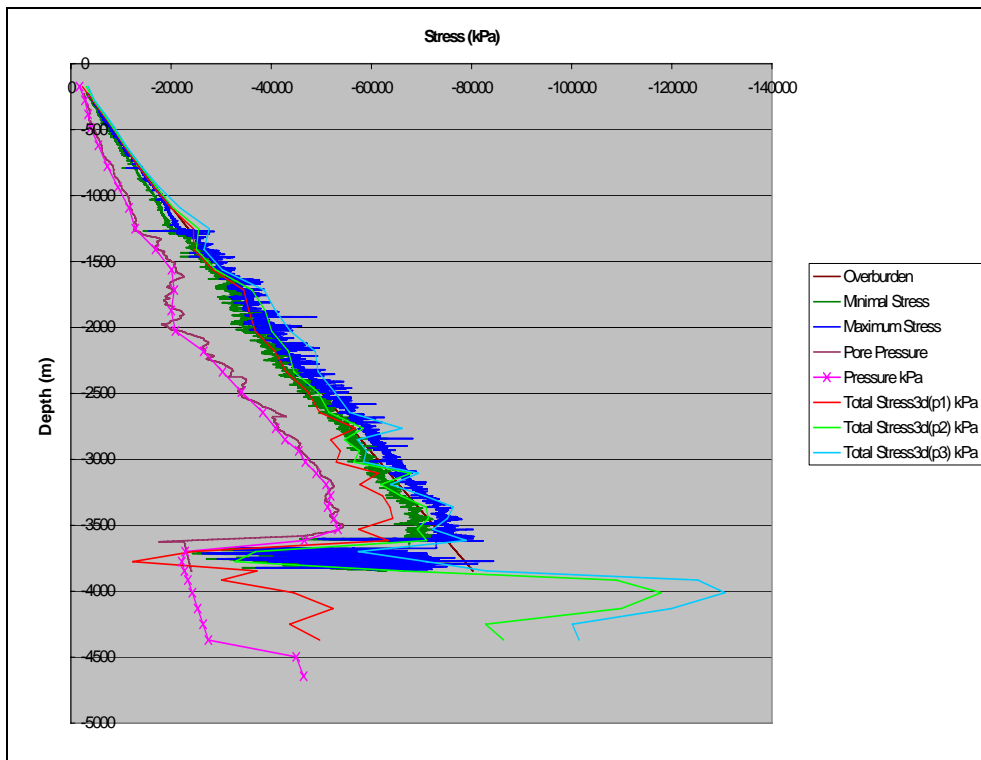


Figura 5.5 – Comparación de magnitudes de esfuerzo (kPa) en el pozo -1, Caso actualizado u006.

El siguiente aspecto a determinar era la dirección del esfuerzo horizontal mínimo. La figura 5.6 muestra que, en condiciones ideales, la dirección de esfuerzo mínimo debía ser de 35° para la mayor parte de la profundidad, seguido de una marcada suba a 80° , que luego aumentaba a 165° , y volvía nuevamente a 80° .

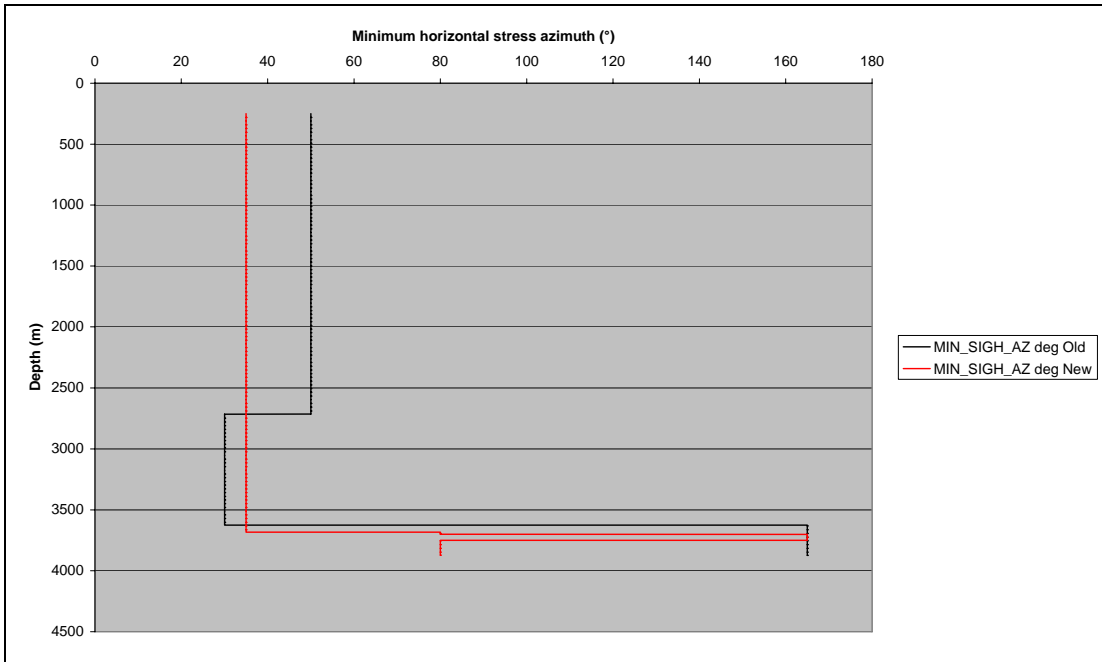


Figura 5.6 – Comparación de la dirección del esfuerzo

La figura 5.7 muestra la dirección del esfuerzo en la zona cercana al pozo -1. La celda hacia el noreste del pozo tenía una dirección de esfuerzo mínimo de alrededor de 25°, que es una coincidencia aproximada.

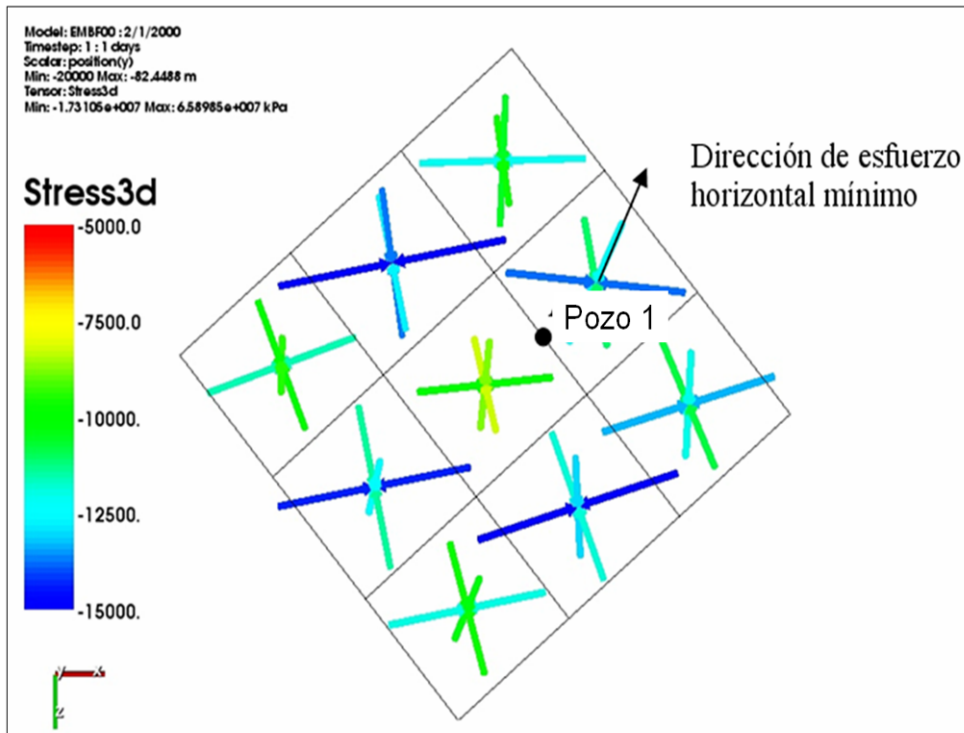


Figura 5.7 – Dirección del esfuerzo en la capa k=11, profundidad 1562m, Caso actualizado u006.

La figura 5.8 muestra que el modelo tenía valores de 8° y 18° para las direcciones de esfuerzo horizontal mínimo, que no era una coincidencia perfecta pero sí razonable.

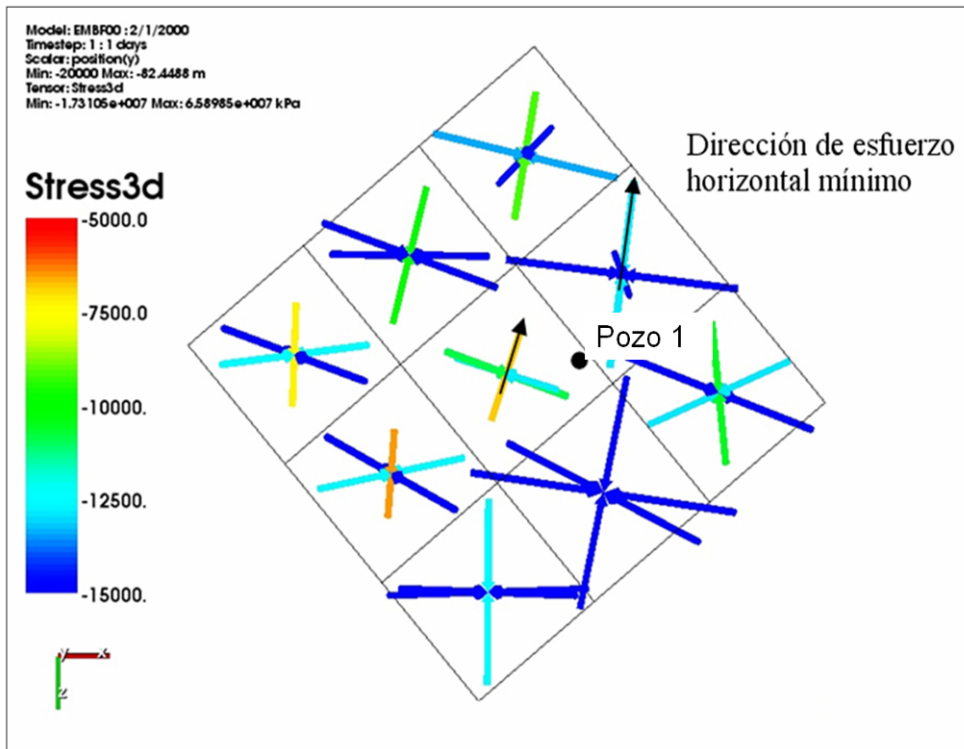


Figura 5.8 – Dirección del esfuerzo en el estrato k=24, profundidad 3192m, Caso actualizado u006.

En la figura 5.9 se muestra que a 3846 m tenía valores de 145° y 160° para las direcciones de esfuerzo horizontal mínimo, lo cual era nuevamente una coincidencia razonable.

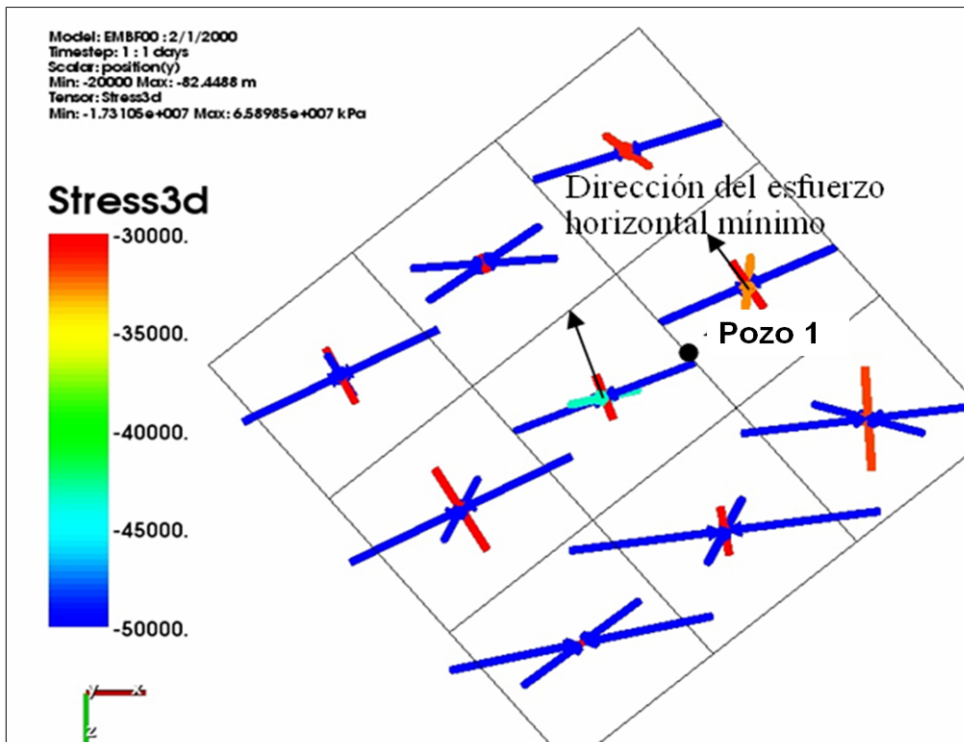


Figura 5.9 – Dirección del esfuerzo en el estrato k=32, profundidad 3846m, Caso actualizado u006.

Con el modelo verificado en función del único registro de datos conocidos, podía suponerse que el modelo estaba ahora sintonizado.

La figura 5.10 muestra la variación de las magnitudes y direcciones del esfuerzo en la sección superior del modelo. Las celdas de color más oscuro eran las que contenían fallas. Obsérvese que las celdas ubicadas cerca de las fallas y dentro de ellas, marcadas con un círculo rojo en la presentaban una pronunciada magnitud y dirección alineadas con la falla. Puede observarse que este modelo se repite en todos los mapas de esfuerzo.

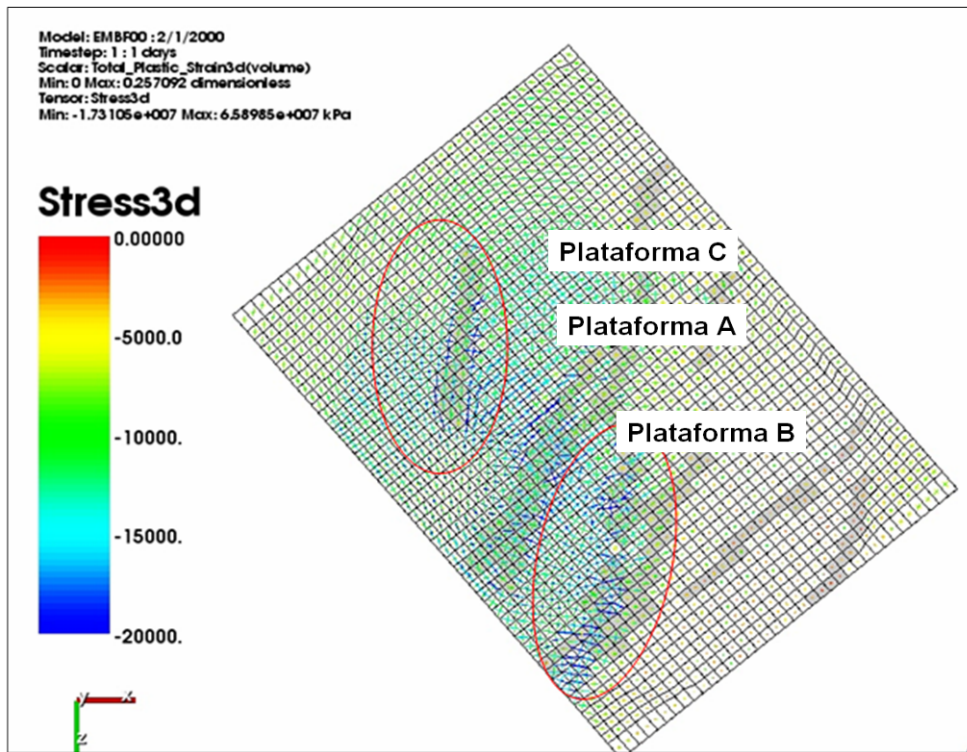


Figura 5.10 – Dirección del esfuerzo – estrato k=11.

En estos mapas se han marcado las tres propuestas iniciales para la colocación de plataformas para los pozos productores, Plataforma A, Plataforma B y Plataforma C. Estos se añadieron a los diagramas para dar un punto de referencia posicional.

En la figura 5.11 podía apreciarse una tendencia similar. La sección azul a la izquierda se debía a una depresión en el estrato. Esta mayor profundidad dio lugar a un esfuerzo más compresivo que se reflejó en los tensores azules más grandes.

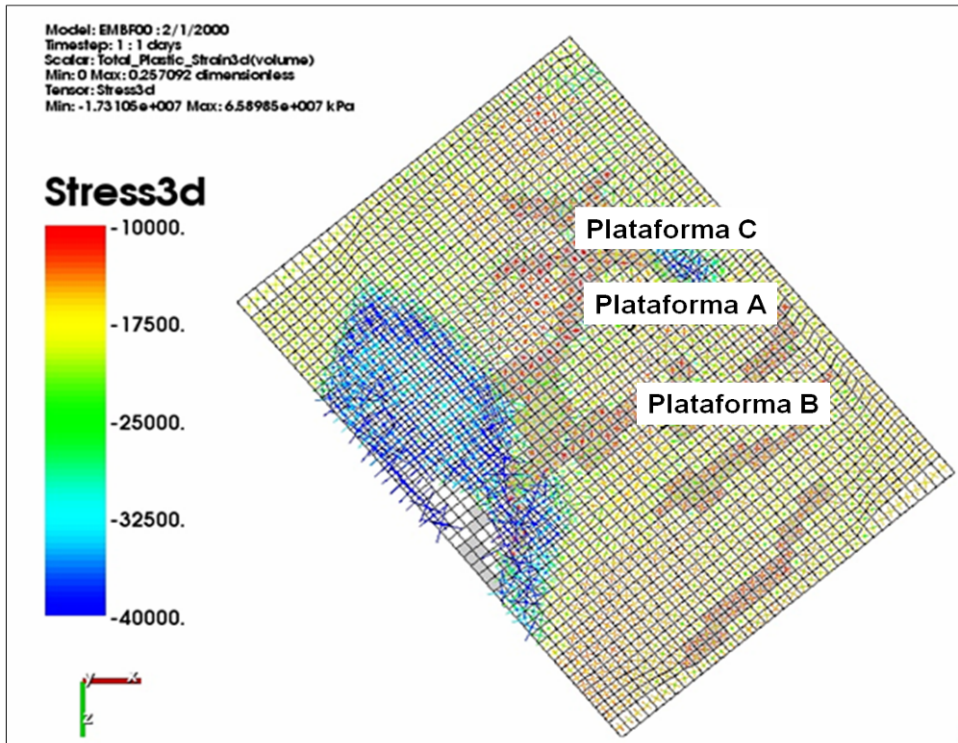


Figura 5.11 – Dirección del esfuerzo - estrato k=24.

La figura 5.12 muestra el grado de complejidad que presentaba la dirección y magnitud del esfuerzo en el Yacimiento. Esto se debía a la naturaleza compleja de las fallas y las propiedades mecánicas de estos estratos. Un círculo rojo señala un ejemplo de una rotación del esfuerzo alrededor del borde de una falla. En este punto, hubo una inversión completa de la dirección del esfuerzo.

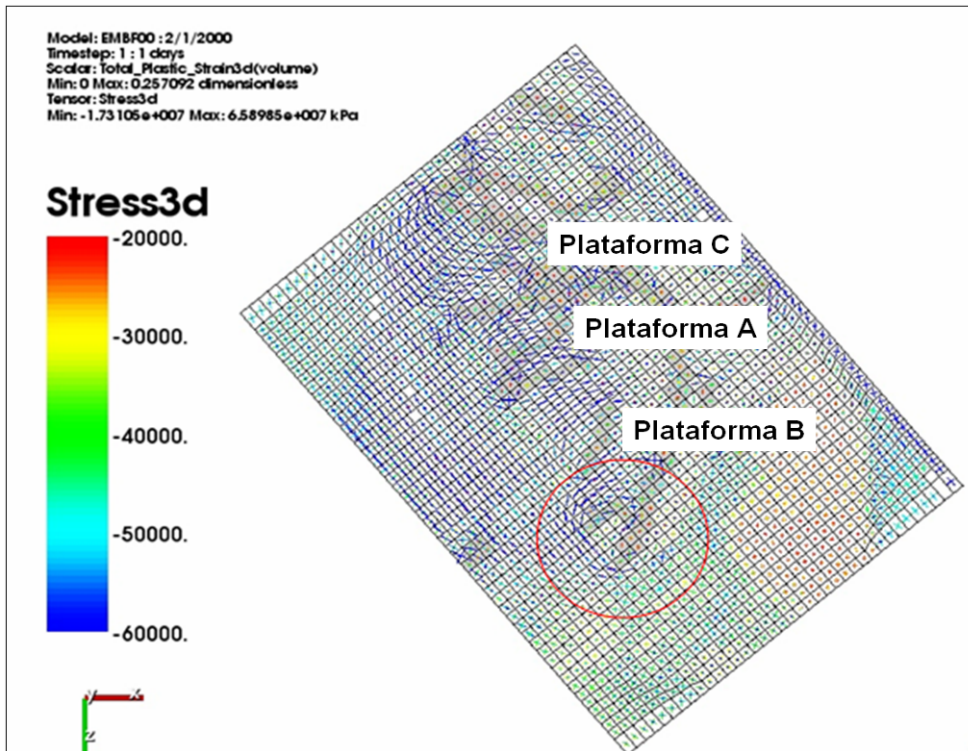


Figura 5.15 – Dirección del esfuerzo - estrato k=31 – cima del yacimiento.

La estabilidad de la falla podía medirse en función del grado de deformación de la falla en la inicialización. La figura 5.16 muestra que en la parte superior del modelo esto se limita principalmente al extremo Sur del modelo, aunque hay cierta activación cerca del sitio B.

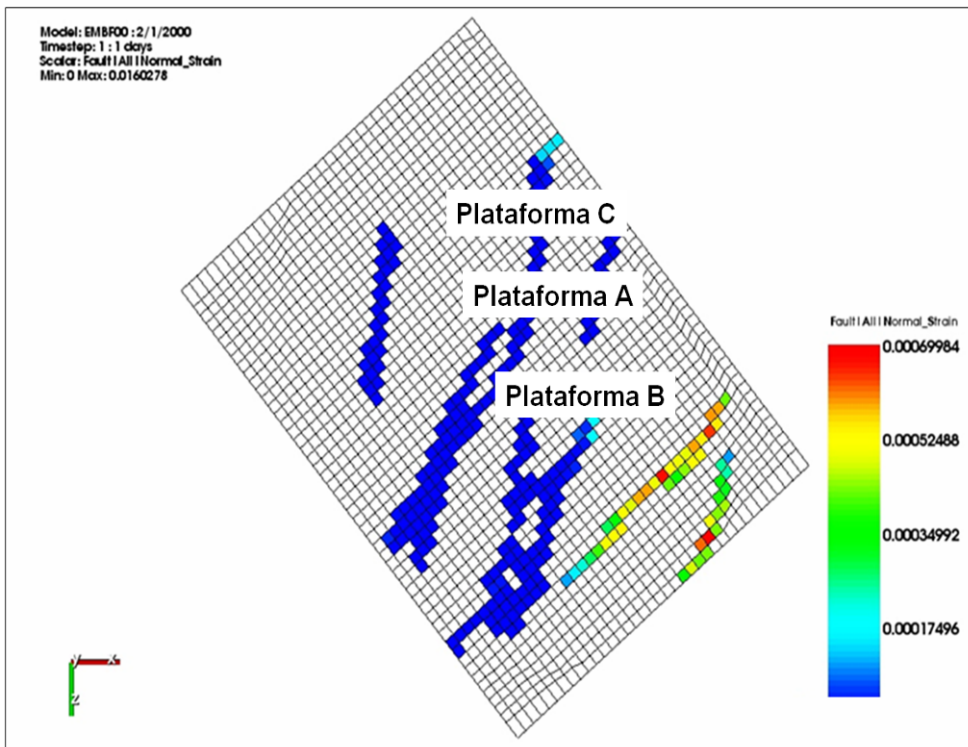


Figura 5.16 – Tensión de la falla plástica normal – estrato k=11.

La figura 5.17 muestra los efectos en la parte central del modelo. La deformación aquí tendía a presentarse en el Oeste del modelo con escasa reactivación más cerca de los sitios propuestos para el pozo.

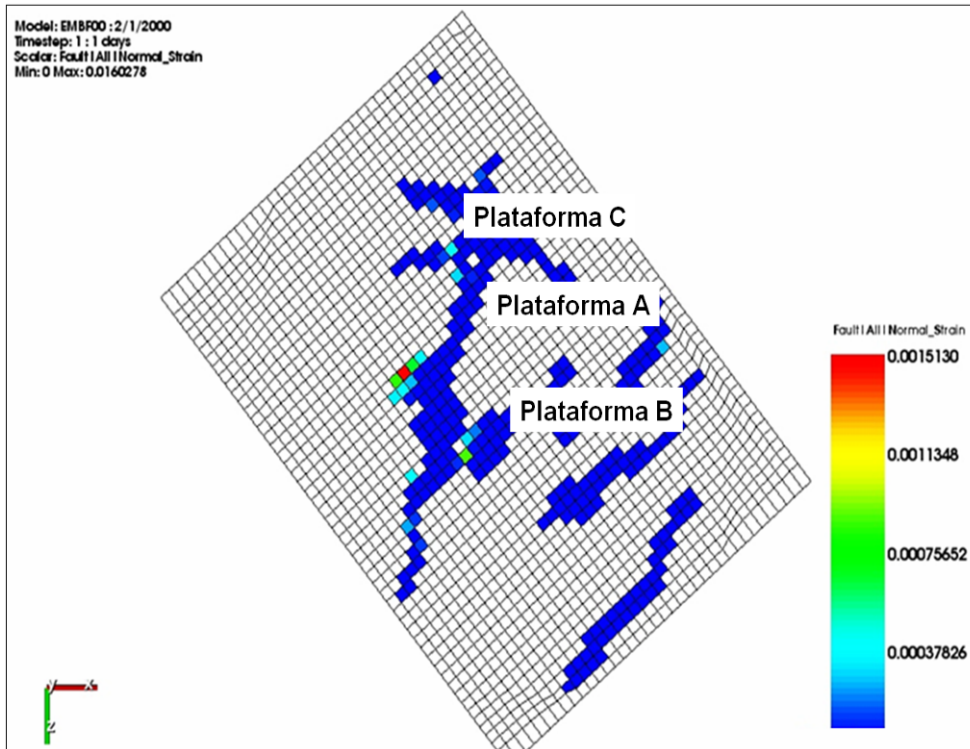


Figura 5.17 – Tensión de la falla plástica normal - estrato k=24.

La figura 5.18 muestra los motivos por los que se presentaba tal grado de complejidad en la dirección y magnitud del esfuerzo en el Yacimiento. Había una cantidad variada y de amplio rango de deformación en este estrato, en particular alrededor del sitio C, si bien todos los sitios presentaban una razonable dispersión de zonas problemáticas.

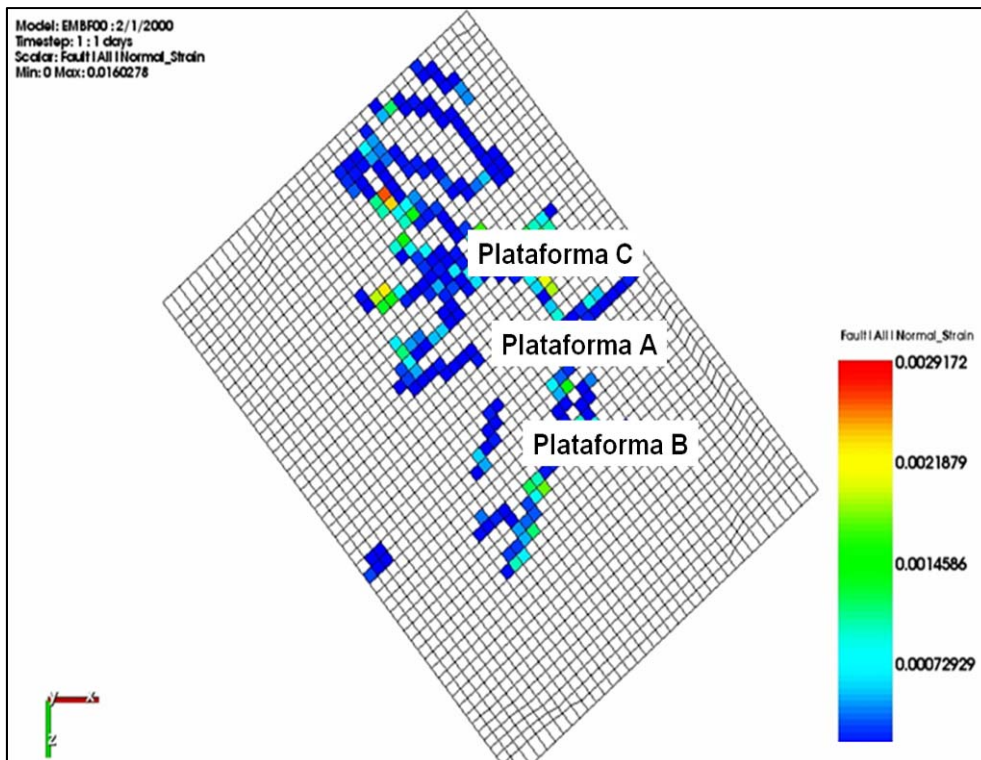


Figura 5.18 – Tensión de la falla plástica normal - estrato k=31 – cima del yacimiento.

La figura 5.19 muestra las tres propuestas iniciales para la colocación de plataformas en una sola imagen. Los colores muestran el nivel de tensión volumétrica plástica en las celdas que atraviesan las trazas. Esto verifica el resultado que se aprecia en la, donde se observó que el sitio C tenía una tensión plástica mayor que los otros dos sitios propuestos.

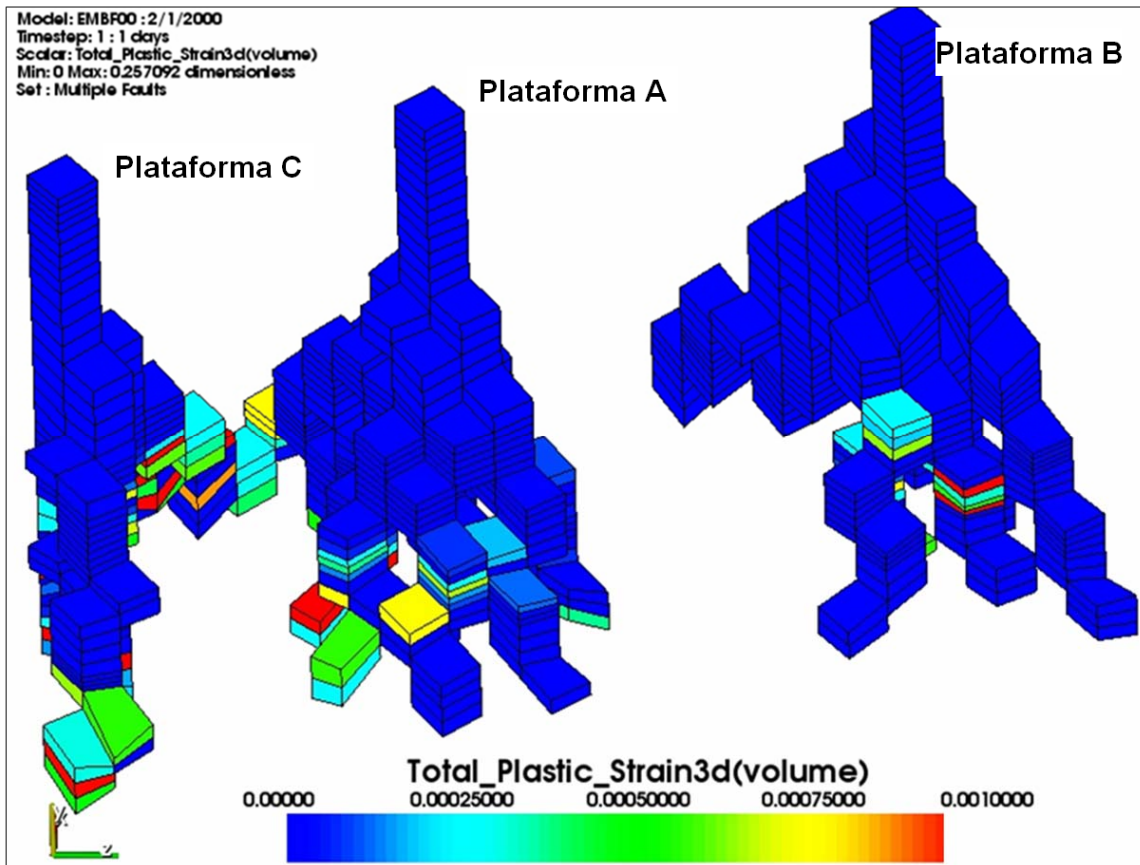


Figura 5.19 – Tensión volumétrica plástica en los sitios propuestos, con orientación hacia el Este.

La figura 5.20, 5.21 y 5.22 muestran la tensión volumétrica plástica en los sitios A, B y C, respectivamente. Esto era una medida de la propensión a la deformación, ya sea en la roca intacta o en una falla, de la celda. La figura 5.20 muestra que la mayor parte de la tensión plástica podía encontrarse en las regiones más bajas, que correspondían al yacimiento.

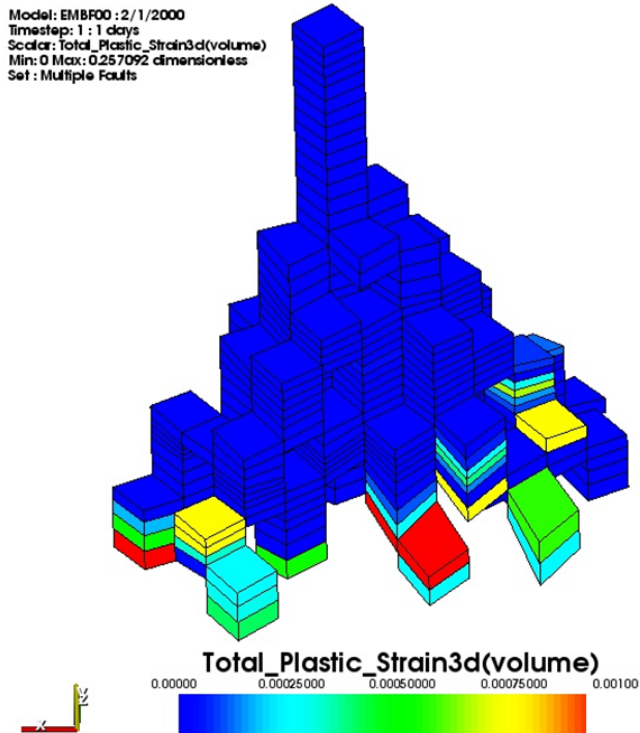


Figura 5.20 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto A, orientado hacia el Este

La figura 5.21 muestra que, en comparación, menos celdas en el sitio B resultaban afectadas por la plasticidad. Las zonas que parecían afectadas se encontraban, en general, en los sectores superiores del modelo, pero aún podía observarse cierta plasticidad al nivel del yacimiento.

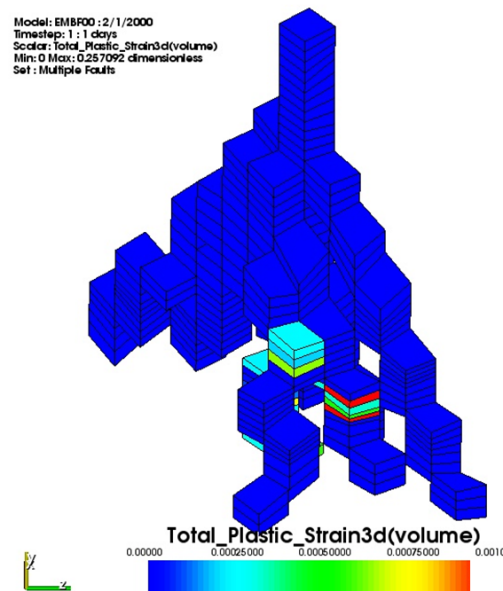


Figura 5.21 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto B, orientado hacia el Este.

La figura 5.22 parecía ser la más afectada por la plasticidad. Se producía tanto a nivel del Yacimiento como en la sobrecarga intermedia. Al igual que con los otros dos sitios, estas áreas afectadas por la plasticidad eran celdas de falla, o bien cercanas a ellas.

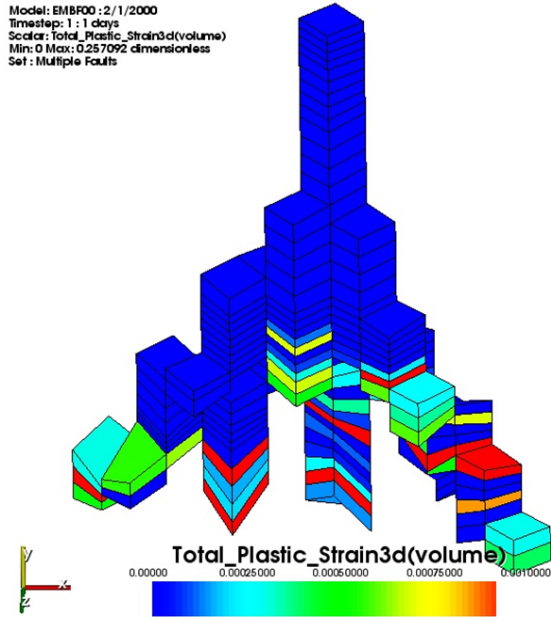


Figura 5.22 – Tensión volumétrica plástica en el sitio propuesto C, orientado hacia el Norte.

6.- Aplicaciones.

6.1.- Introducción.

En general los estudios de caracterización estática se basan en describir correctamente el yacimiento, sin tomar en cuenta las formaciones terciarias, para el caso del desarrollo de campos durante la **perforación de pozos** es necesario tomar en cuenta toda la columna geológica en el modelo tridimensional.

Una correcta caracterización de la **orientación de fracturas** es necesaria para colocar propiamente los pozos tanto productores como inyectoras, con esto podremos simular el comportamiento de la producción bajo diferentes escenarios. Debido a la **incertidumbre** y la dificultad de simular el comportamiento del yacimiento, preliminarmente en este Capítulo se muestra parte del estudio realizado, el cual aún se encuentra en proceso.

El modelo presenta una incertidumbre alta por lo cual en el momento en que se perforen más pozos es necesario hacer énfasis en la **toma de información** para así calibrar y mejorar la caracterización geomecánica. Por lo tanto es recomendable asegurar la toma de registros (Rayos gamma, densidad, Sónico compresional y cizalla, geometría del agujero "orientado") Así como pruebas de goteo extendidas. Cabe señalar que la inclusión de puntos de datos adicionales sería, con toda probabilidad, un proceso costoso y que llevaría mucho tiempo, que implicaría además la perforación y toma de registros de más pozos en el campo.

A fin de obtener mayor valor de este estudio, se sugiere abordar un segundo modelo, basado en el modelo de simulación elegido para este campo. Este modelo hará uso de todos los datos obtenidos durante la realización de este estudio. Al realizar un análisis acoplado, es más común utilizar el modelo de simulación como base del modelo geomecánico. Esto no fue posible en este caso, pues el modelo de simulación no estuvo disponible hasta una fase avanzada del proyecto. Podría obtenerse **mayor valor** de dicho modelo al prestarse a un flujo de trabajo más automatizado y abrir la posibilidad de utilizar un modelo acoplado bidireccional, es decir, al **permitir** que los resultados del modelo geomecánico actualicen en forma automática la permeabilidad y/o el volumen de poro del modelo basado en los esfuerzos y/o tensiones calculados en el modelo geomecánico.

6.1.- Diagramas de dirección de esfuerzos.

Una forma adecuada de ver la información en geomecánica es mediante diagramas que muestren todas las direcciones de perforación. En la figura 6.1 se consideran **todas las posibles** direcciones de perforación; un pozo vertical se encuentra en el centro del gráfico, mientras que en los bordes del mismo se encuentran los pozos horizontales; teniendo todas las posibles inclinaciones de pozo dentro del gráfico. En el borde exterior del gráfico se encuentran los azimut para el sondeo, representando al norte con cero grados.

El **Modelo de esfuerzos** resultante del análisis del pozo piloto es de tipo "**Transcurrete**" en el cual **SH** (Máximo Esfuerzo Horizontal) > **SV** (Esfuerzo Vertical o Sobrecarga) > **Sh** (Mínimo Esfuerzo Horizontal).

Al obtener estos diagramas a diferentes profundidades de las trayectorias seleccionadas seremos capaces de **predecir** el comportamiento de los esfuerzos y con esto decidir la mejor orientación en rumbo e inclinación del mismo, así como la densidad del lodo de perforación adecuada para evitar problemas durante el desarrollo del campo.

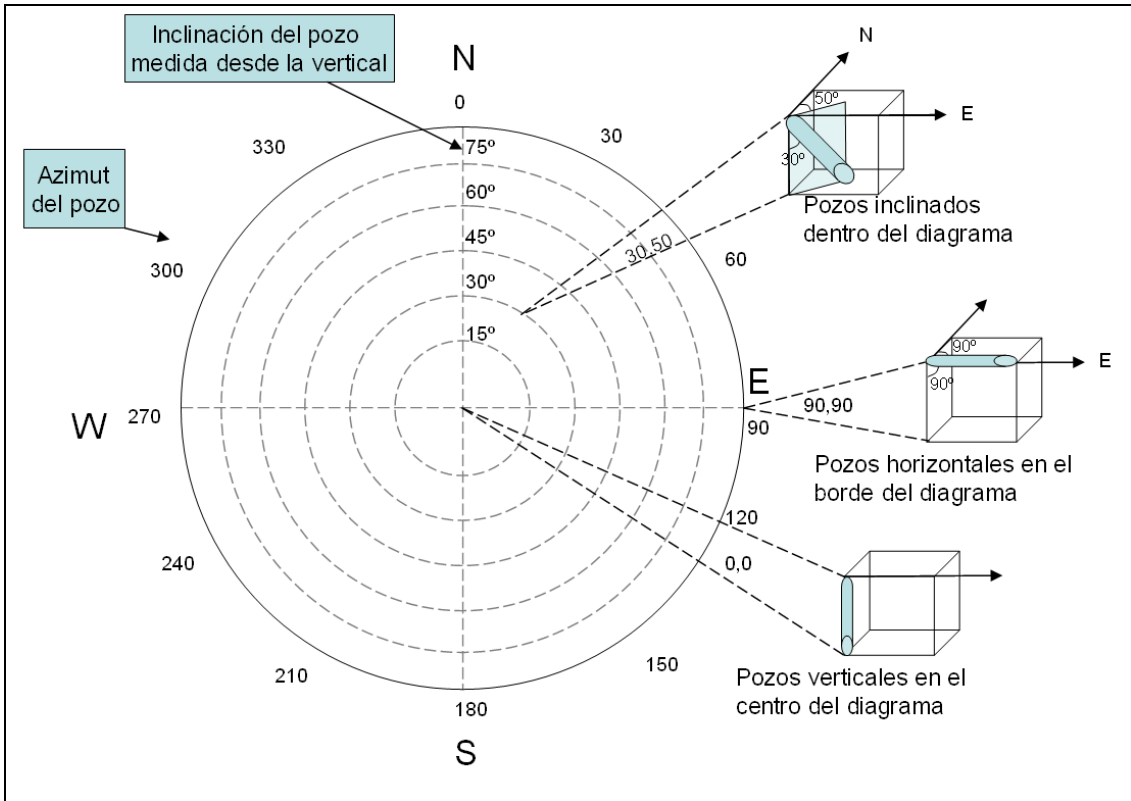


Figura 6.1 – Dirección de trayectorias en el diagrama de dirección de esfuerzos.

Como se muestra en la figura 6.2, con este modelo somos capaces de predecir estos diagramas para diferentes trayectorias propuestas para los pozos.

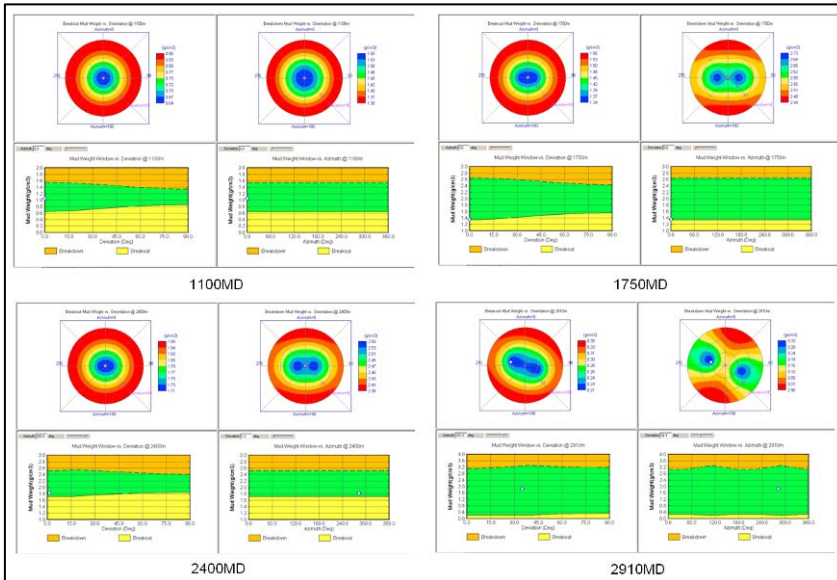


Figura 6.2 – Sensibilidad a distintas profundidades en un pozo inclinado.

6.2.- Estudios anteriores.

Durante la perforación del pozo pueden existir distintos eventos que provoquen tiempos no productivos como se muestra en la figura 6.2, es por eso que es necesario contar con un modelo geomecánico lo mas correcto posible para ayudar reducir estos tiempos no productivos optimizando los asentamientos de tuberías de revestimiento y los pesos de lodo adecuados.

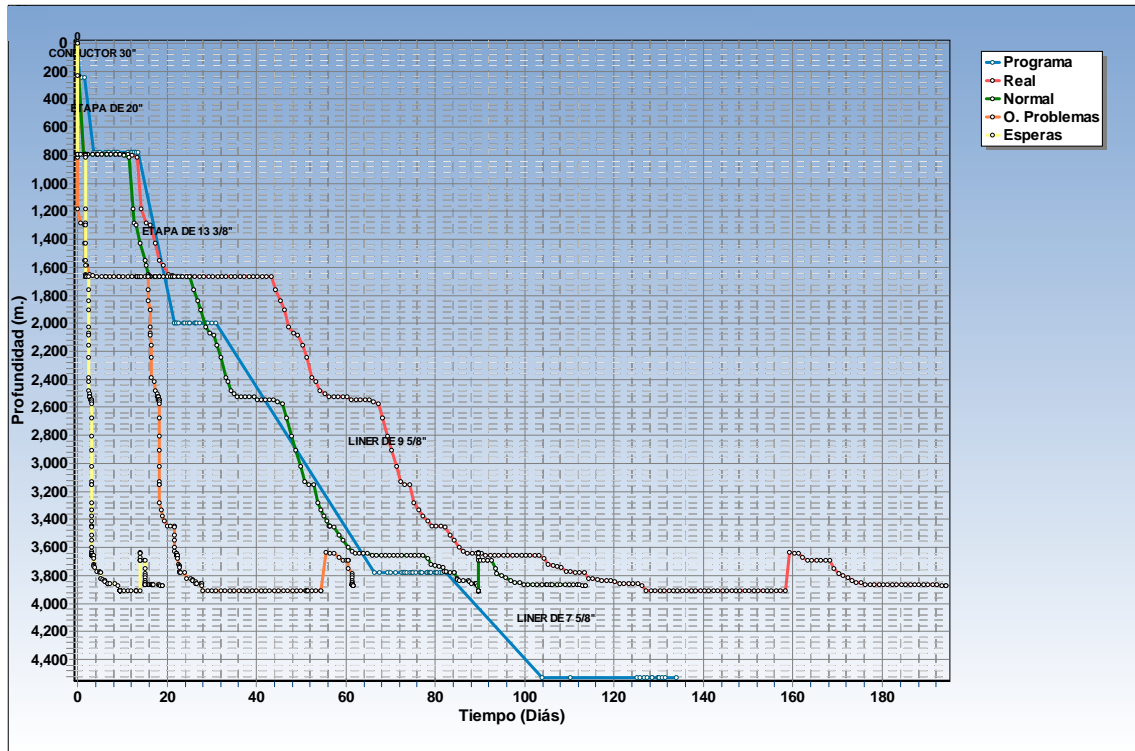


Figura 6.2 – Tiempos asociados a la perforación de un pozo.

La figura 6.3 es una muestra de los estudios realizados en el campo cercano en la cual se observa la misma tendencia de esfuerzos que la que estamos obteniendo en este estudio (Figura 5.6).

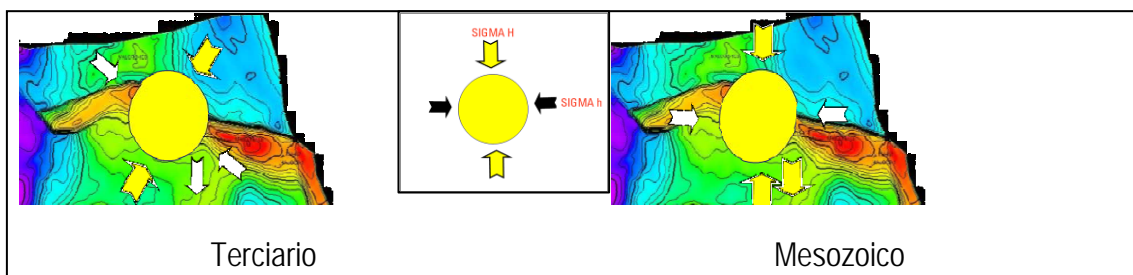


Figura 6.3 – Estado de esfuerzos de un campo cercano.

Así mismo la figura 6.4 muestra el mapa mundial de esfuerzos con el cual también se tiene correlación.

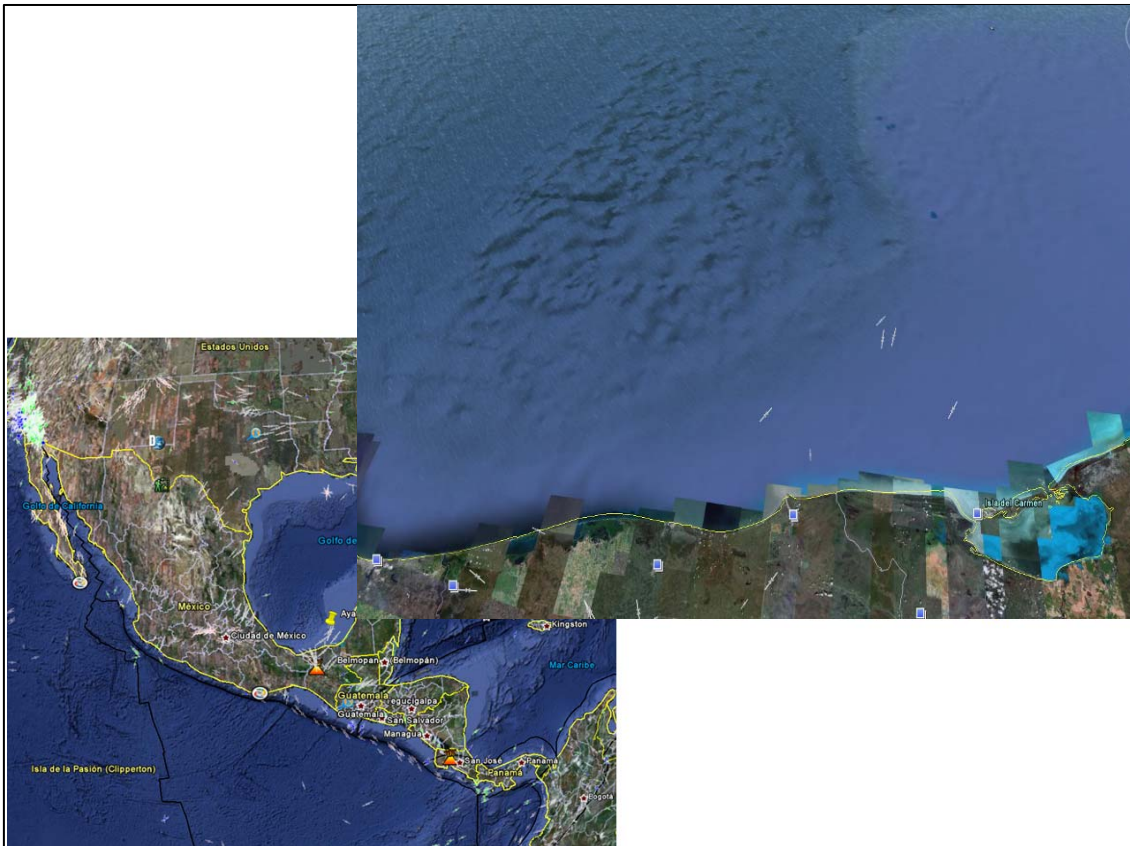


Figura 6.4 – Mapa mundial de esfuerzos.

En los campos donde son construidos modelos geomecánicos y de los que no se cuenta con ensayos de núcleos para desarrollar correlaciones núcleo-perfil y calibrar las propiedades elásticas y de resistencia de la roca, se puede decir que un factor de elevada incertidumbre es la falta de información tomada de muestras para **ajustar** el modelo.

En el Campo en estudio no se cuenta con ensayos geomecánicos de núcleos para desarrollar correlaciones núcleo-perfil y calibrar las propiedades elásticas y de resistencia de la roca. Sin embargo, existe información de ensayos de mecánica de rocas realizados en el IMP para el Pozo A (Caliza) y Pozo B (Lutita). Como se muestra en la figura 5.1 los datos obtenidos en el laboratorio de **mecánica de rocas** pueden ser utilizados como parámetro de correlación ya que se ajustan muy bien a los obtenidos en este estudio.

A pesar de contar con ensayos de núcleos de campos análogos, la ausencia de información para el Campo es un factor de elevada incertidumbre en el Modelo Geomecánico, y se sugiere que en los estudios futuros para este campo los núcleos sean tomados para estimaciones de propiedades elásticas y de resistencia de las rocas.

Las **pruebas** apropiadas para obtención de parámetros de roca, indispensables para el modelado de geomecánica, son:

- Uniaxiales
- Triaxiales
- Tensión directa
- Velocidad de onda ultrasónica

Como una primera aproximación se puede decir que el modelo geomecánico creado parece estar muy bien calibrado, pudiendo ser considerado **inicialmente** como representativo para la área del Campo en estudio.

6.3.- Modelo geomecánico tridimensional.

Para profundidades someras **no se puede determinar** la dirección del esfuerzo mínimo horizontal con la información disponible. Recordando que el modelo unidimensional es el parámetro de mayor peso en la calibración del modelo 3D, las imágenes de DSI no muestran una dirección características de esfuerzo mínimo, por lo cual no es posible determinar una tendencia de dirección.

Es recomendable la **calibración** del modelo geomecánico generado para el campo con registros en formaciones superficiales, y no solamente en formaciones profundas. Por lo cual se remarca la importancia de la adquisición de información. Estos registros reducirán la incertidumbre, ajustando de esta forma el modelo a la intención de reducir los tiempos no productivos de perforación los cuales están relacionados con el control de incidentes que podrían ser mitigados a través de la planificación y comprensión del estudio geomecánico. Aún con dos puntos de datos, persistirá un grado de incertidumbre en la extrapolación de datos mecánicos. Esta incertidumbre podría reducirse con la inclusión de más puntos de datos o mediante un estudio **más completo** de la extrapolación de los datos, por ejemplo, determinando cubos de presión de poro por medio de velocidades sísmicas.

Era muy probable que el comportamiento mecánico de las formaciones rocosas estuviera dominado por las propiedades y ubicaciones espaciales de las discontinuidades, si estas existían. Al interconectarse, dichas discontinuidades definían bloques rocosos individuales que podrían perder estabilidad bajo condiciones cambiantes de esfuerzo. Podían modelarse zonas discretas de debilidad, tales como fallas o fracturas, mediante elementos individuales y propiedades materiales adecuadas. Sin embargo, si el número de discontinuidades en una formación rocosa es tan grande que el modelado se hace imposible, debe emplearse un modelo diferente. La metodología adoptada dentro de VISAGE fue la de un material **"equivalente"**.

Los análisis que suponían un comportamiento material "equivalente" partían del supuesto de que las discontinuidades se presentan en conjuntos regulares y de que el espaciamiento entre los miembros dentro de cada conjunto es mucho más pequeño que la dimensión dominante que describe la geometría externa del **problema particular**.

El concepto de material "equivalente" se basó en formular una ley constitutiva respecto de un material que se comportaba de la misma manera que la formación rocosa, con sus conjuntos discretos de discontinuidades. Esto significa que el material "equivalente" se formuló mediante una "mezcla aleatoria" de la influencia de cada conjunto de discontinuidades a través de los respectivos volúmenes que ocupan. La teoría subyacente de este concepto de material "equivalente" se basaba en el algoritmo viscoplástico y era **capaz de explicar** tanto el comportamiento de la deformación como de la falla en el material rocoso intacto y los conjuntos de discontinuidades.

Se consideró que una formación rocosa constaba de material rocoso atravesado por conjuntos de discontinuidades planas. Además, se asumió que los miembros de cada conjunto de discontinuidades eran paralelos dentro de la celda de una malla, continuos y espaciados de manera uniforme en dimensiones que resultan reducidas en comparación con la dimensión crítica del modelo, por ejemplo, el espesor de un yacimiento. La definición de los ejes locales con respecto a los ejes de referencia era necesaria para brindar enlaces entre los ejes globales y los ejes locales de las discontinuidades de la formación rocosa. Se **requerían** conjuntos locales de coordenadas para describir:

- La anisotropía elástica del material rocoso
- La orientación de cada conjunto de discontinuidades.

Se utilizaron **coordenadas globales** para formular el problema general de la respuesta mecánica de la formación rocosa en cuanto al material "equivalente". Eran necesarias transformaciones apropiadas para transformar las matrices, como la matriz de rigidez y los

vectores, entre ellos esfuerzos y tensiones, desde las coordenadas locales a las globales y viceversa.

Los planos de discontinuidad así se denominaron porque permiten el desarrollo de desplazamientos relativos. Para un conjunto de planos de discontinuidad, estos **movimientos relativos**, al dividirse por el espaciamiento entre los planos, podían interpretarse como tensiones. El vector de tensión global total de la formación rocosa se obtuvo sumando el vector de tensión global del material rocoso intacto a los de cada conjunto de discontinuidades.

Se consideró que cada conjunto de discontinuidades ocupaba una proporción volumétrica insignificante de la formación rocosa y, por lo tanto, se supuso que el modelo rocoso experimentaría el mismo vector de esfuerzo global y cada conjunto de discontinuidades. La formación rocosa estaba compuesta por el material rocoso y conjuntos de discontinuidades. A fin de permitir el modelado de complejos modos de respuesta, y por conveniencia matemática, cada componente se representó en el análisis por una unidad viscoplástica.

El análisis del comportamiento mecánico de la formación rocosa prosiguió con el desarrollo de las relaciones constitutivas del material "equivalente" cuya respuesta considera la interacción de todos los componentes constitutivos, es decir, la roca "intacta", las discontinuidades con conjuntos de interfases asociadas. Las celdas afectadas por las discontinuidades y demás aspectos requieren datos de falla adicionales que fueron automáticamente asignados por Modeler. Estas celdas afectadas pueden observarse en la figura 6.5 en color naranja.

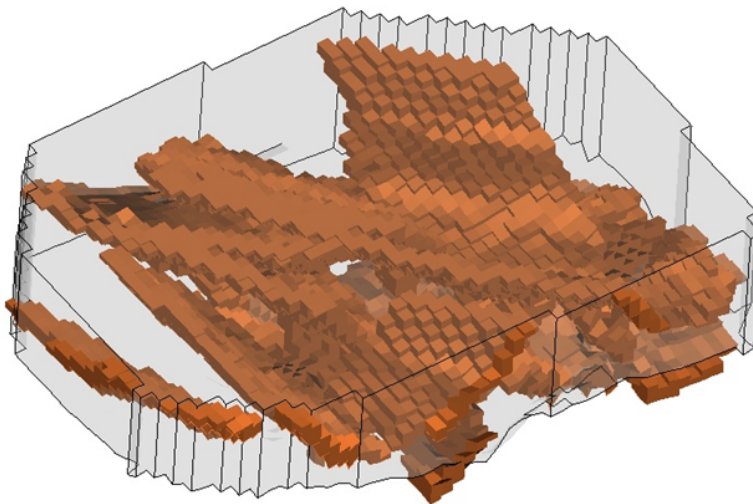


Figura 6.5 – Celdas de falla.

Los parámetros mecánicos de estas fallas no se habían proporcionado, de modo que se supusieron parámetros **predeterminados**. Se calculó que la rigidez normal de la falla para el caso más rígido era comparable a un material típico del modelo. Para las fallas, se tomaron los parámetros predeterminados de Mohr-Coulomb. Estos incluyeron un ángulo de fricción de **20°**, un ángulo de dilatación de **10°** y una cohesión de **1kPa**.

La Figura 6.6 muestra una vista más detallada de un solo pozo de este grupo, el pozo 184. El color de la celda aún indicaba la tensión volumétrica plástica, cuánto se ha deformado la celda. Este pozo presentaba un problema potencial en la zona roja hacia el fondo del pozo. El tensor del esfuerzo principal también se muestra en el pozo, lo que indica la existencia de una compleja rotación de esfuerzos en esta misma área. Tanto la deformación como la rotación del esfuerzo en este caso podían atribuirse a una falla vecina que causaba este efecto.

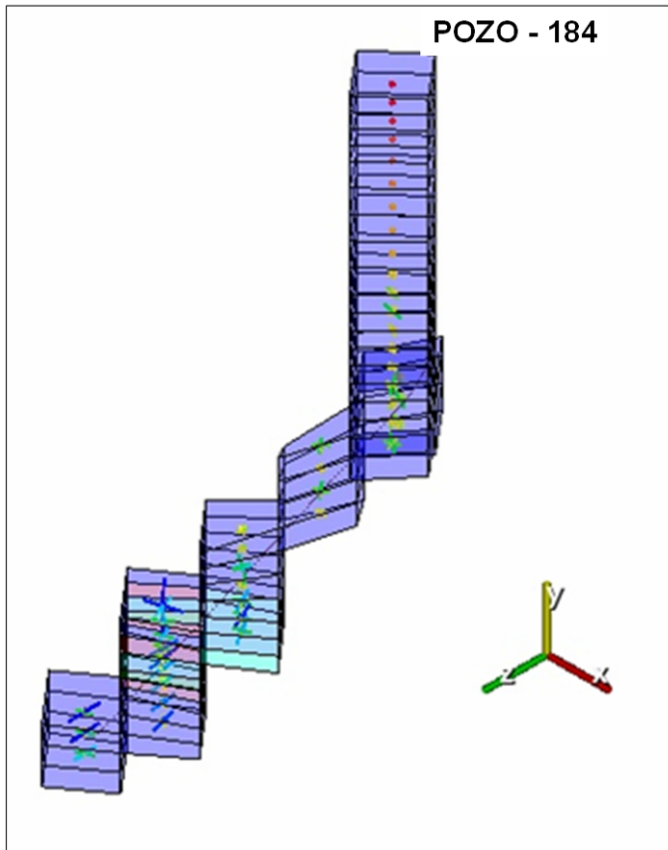


Figura 6.6 – Dirección del esfuerzo y tensión volumétrica plástica en el emplazamiento propuesto para el pozo 184.

6.4.- Análisis en función del tiempo.

Una vez finalizada la inicialización del modelo, es posible utilizar los cambios de presión determinados en el modelo de simulación para definir la **estabilidad de las discontinuidades** y la **compactación del campo durante toda su vida productiva**.

Originalmente no se contó con el modelo de simulación como información de entrada para este modelo, de modo que los datos de presión necesarios tuvieron que extrapolarse de la geometría del modelo de simulación al modelo geomecánico, en lugar de utilizar un mapeo directo, método que hubiera sido más usual en este tipo de estudio.

El modelo calibrado empleado en el estudio fue unidireccional, es decir, las presiones del modelo de simulación se utilizaron para actualizar el modelo geomecánico, pero el modelo geomecánico no devolvía datos de permeabilidad o volumen de poro al modelo de simulación. El estudio tenía como objetivo determinar el efecto, si lo hubiera, sobre las fallas del modelo. El principal punto de interés consistió en **observar si se reactivaban** o no las fallas, en qué momento y con qué gravedad.

La figura 6.7 muestra el cambio de presión durante la vida productiva del campo. Esta fue la única carga en el modelo durante la sección calibrada del proyecto, de modo que toda reactivación de las fallas es atribuible a este depresionamiento.

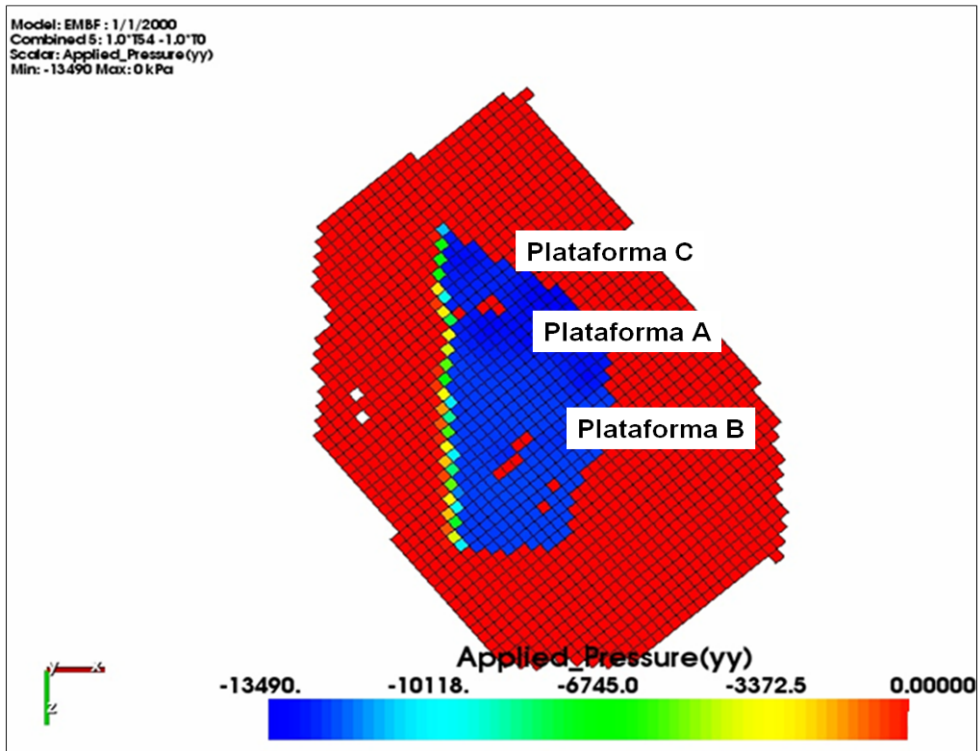


Figura 6.7 – Cambio de presión (kPa) en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014).

La figura 6.8 muestra la tensión volumétrica plástica que se encontraba presente en las fallas. Esto indicaba el grado de reactivación de las fallas. El valor máximo fue de aproximadamente $5e-4$ en esta capa, aunque el valor promedio es más cercano a $1e-4$. Este valor se consideró significativo, aunque no un cambio considerable en la tensión. El valor mencionado representaría un cambio bastante menor en la porosidad **debido a la plasticidad**, pero podría reflejar un cambio razonable en la permeabilidad y, como se asociaba a una falla, era probable que produjera ciertos aumentos en la permeabilidad direccional.

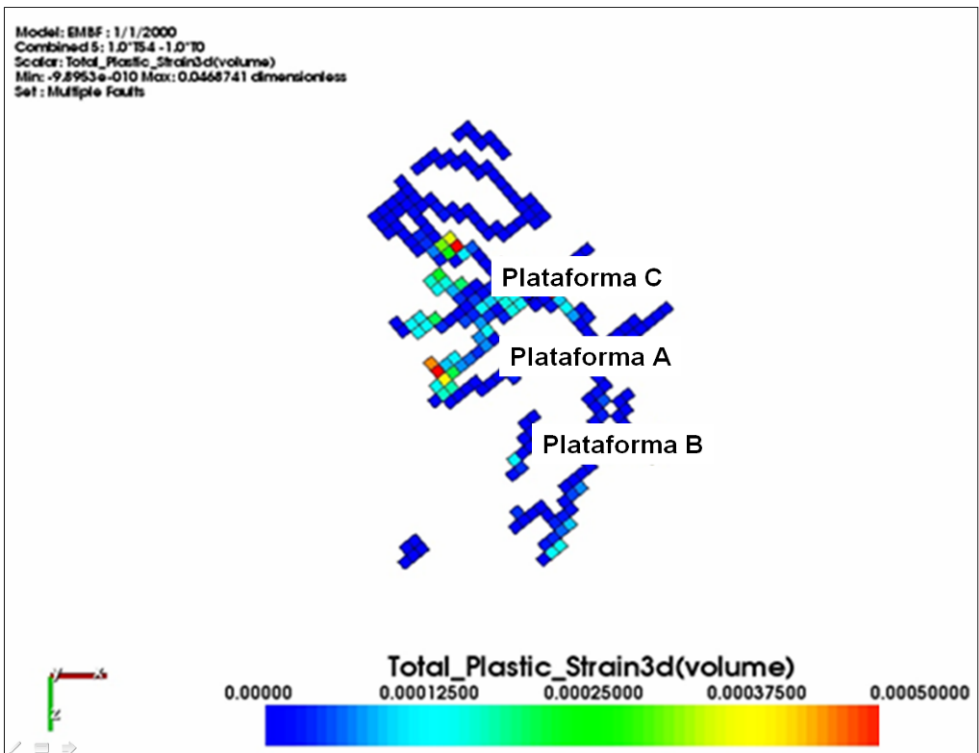


Figura 6.8 – Cambio de la tensión volumétrica plástica en las celdas de la falla en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014).

La figura 6.9 muestra el cambio en la tensión volumétrica total. Esto representa el cambio en la porosidad del modelo. La zona azul representa una zona de **compactación**, que ajustaba el pozo con la zona de agotamiento. Este resultado no fue sorprendente, dado que el modelo debería haberse compactado al retirarse el fluido, pero parecía haber más compactación en el extremo Norte del campo, cerca del sitio C, más que en el Sur. **Esto se debía en parte a la mayor concentración en esta zona de fallas que se han deformado, dando lugar a una compactación adicional.**

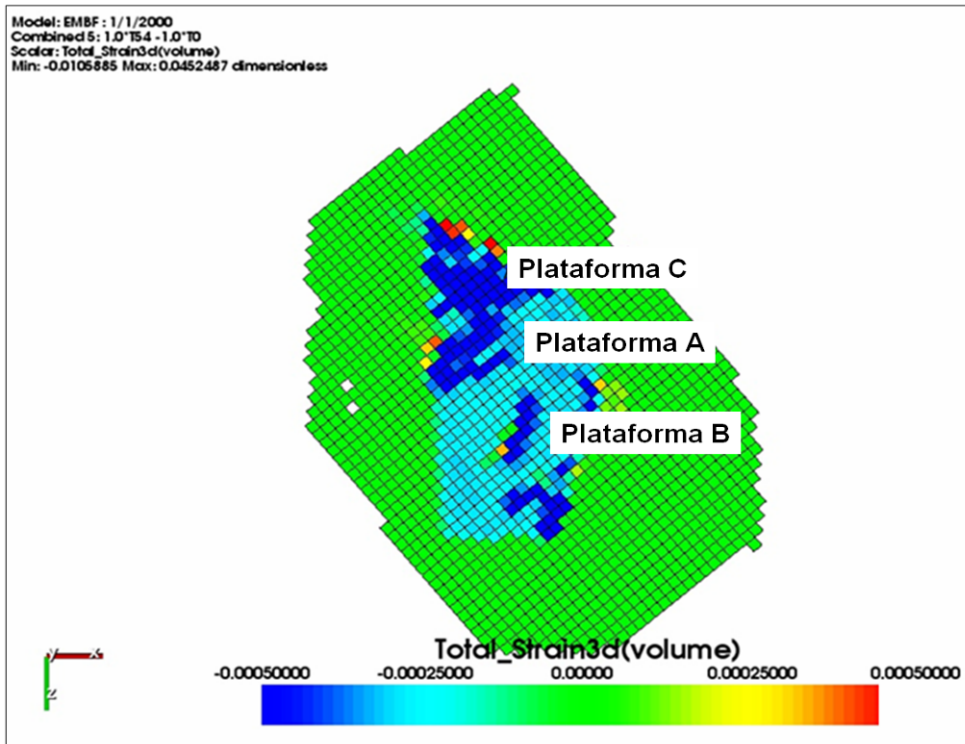


Figura 6.9 – Cambio de tensión volumétrica total en el tope del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014).

Existían además algunos puntos al Norte de la zona agotada en las que la tensión iba de hecho en aumento. Esto se debía al estiramiento de las celdas en la zona agotada compactada, a fin de mantener el volumen total del modelo.

La figura 6.10 muestra el mapa de tensor de esfuerzo al final del agotamiento. El efecto general del agotamiento era que los esfuerzos efectivos fueran más compresivos, pero al deformarse las celdas, esto causaba más **rotaciones de esfuerzos** y se añadía un nuevo nivel de complicación al campo de esfuerzo. Además de esta deformación, el único cambio significativo en la dirección de esfuerzo se encontraba en los bordes de la zona agotada. Esto se debía al agotamiento relativamente uniforme del campo, que significaba que el centro del agotamiento estaba sometido a un gradiente de cambio de presión menor en toda la celda.

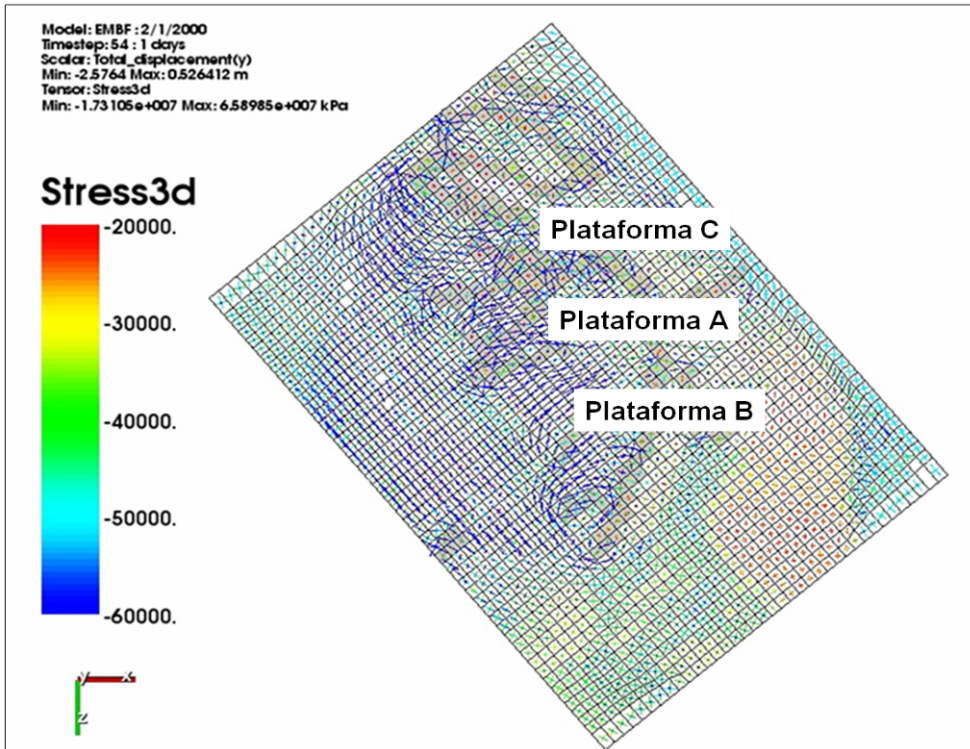


Figura 6.10 – Tensores de esfuerzo en la cima del yacimiento al cabo de 54 meses (1/6/2014).

6.5.- Asentamiento de tuberías de revestimiento y densidades a utilizar.

A partir de los datos de dirección de los esfuerzos principales y el cálculo de presión de poro, gradiente de fractura, análisis de estabilidad y sensibilidad sobre las trayectorias creamos un modelo geomecánico tridimensional. Con el cual podremos determinar el riesgo y la incertidumbre asociado a cada trayectoria propuesta para evitar eventos no deseados durante la perforación del pozo, la profundidad de asentamiento de tuberías de revestimiento, las densidades de lodo que debemos utilizar para la perforación de los pozos.

Se espera que como parte de la estrategia para mejorar los procesos operativos que impactan en la perforación de pozos, la aplicación del modelo geomecánico 3D sea de gran utilidad para la identificación de riesgos potenciales y la generación de sus correspondientes planes de mitigación.

Dentro del proceso para de inicialización del diseño de perforación de pozos no convencionales el modelado geomecánico de las trayectorias visualizadas juega un papel importante, y es allí en donde el conjunto con el análisis del resto de las disciplinas que conforman el equipo multidisciplinario (Perforación, Yacimiento, Petrofísica y Productividad) selecciona la mejor opción desde el punto de vista técnico – económico alineada al plan estratégico de explotación y desarrollo del campo.

Una vez que una localización es definida inicia su proceso de desarrollo de propuestas. Varias trayectorias son visualizadas en función de alcanzar el objetivo propuesto (Figura 6.11).

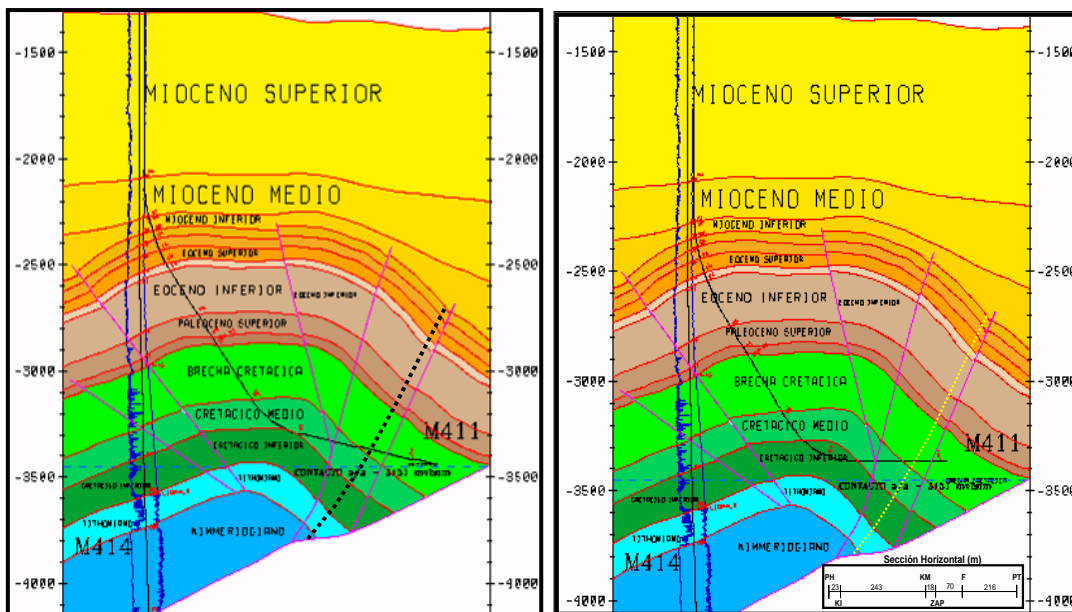


Figura 6.11 – Ejemplo de diseño de perforación pozo No Convencional.

Antes de realizar los programas de perforación, el modelado geomecánico (Figura 6.12) nos permitirá generar análisis de estabilidad de agujero y análisis de sensibilidad con el fin de evaluar desde el punto de vista geomecánico el riesgo y la incertidumbre asociado a cada trayectoria propuesta y definir puntos de asentamiento de las TR's y la ventana operacional de lodo.

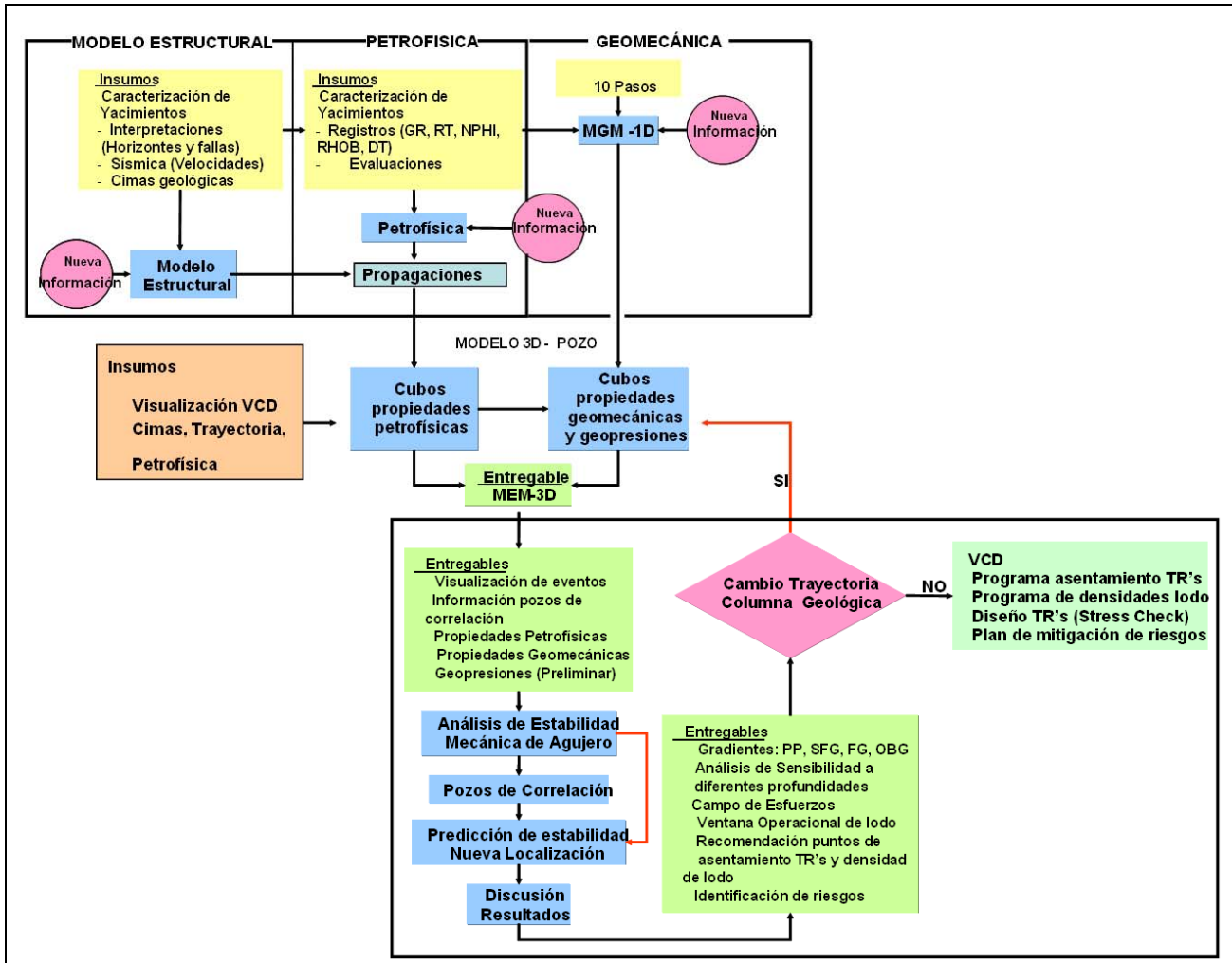


Figura 6.12 – Flujo de trabajo del MGM3D. Se describen las diferentes fases del proceso el modelado geomecánico: 1. Modelo 3D: Construcción. 2. Modelo 3D – Pozo: Generación, 3. Pozo: Aplicación.

La figura 6.13 muestra una imagen del modelo geomecánico tridimensional a partir del cual podemos obtener las ventanas de estabilidad para la programación adecuada de los pozos a perforar en la zona,

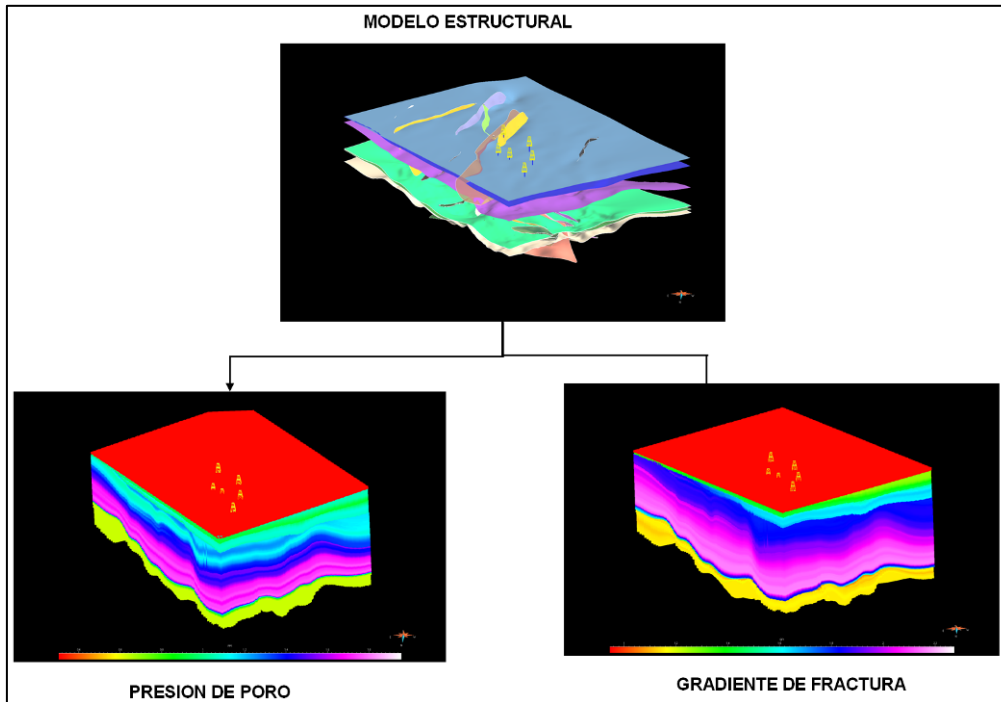


Figura 6.13 – Modelo estructural, cubos de propiedades petrofísicas, geomecánicas y geopresiones disponibles en el MGM-3D

Las profundidades de asentamiento de las TR's son seleccionados en función de los cambios en el:

- Gradiente de presión de poro, donde se tiene identificado un área geopresionada que comprende desde la superficie del Mioceno Superior hasta la discordancia presente en el Oligoceno para posteriormente retornar a un gradiente de presión de poro normal hacia la superficie del Paleoceno,
- Gradiente de fractura, donde la presencia o no del cuerpo calcáreo del Eoceno Medio, y la existencia de intercalaciones de material calcáreo mas la presencia de fracturas naturales a nivel del Paleoceno,

Estos parámetros definen claramente los puntos de asentamiento de las TR's en el terciario del campo KMZ (figura 6.14).

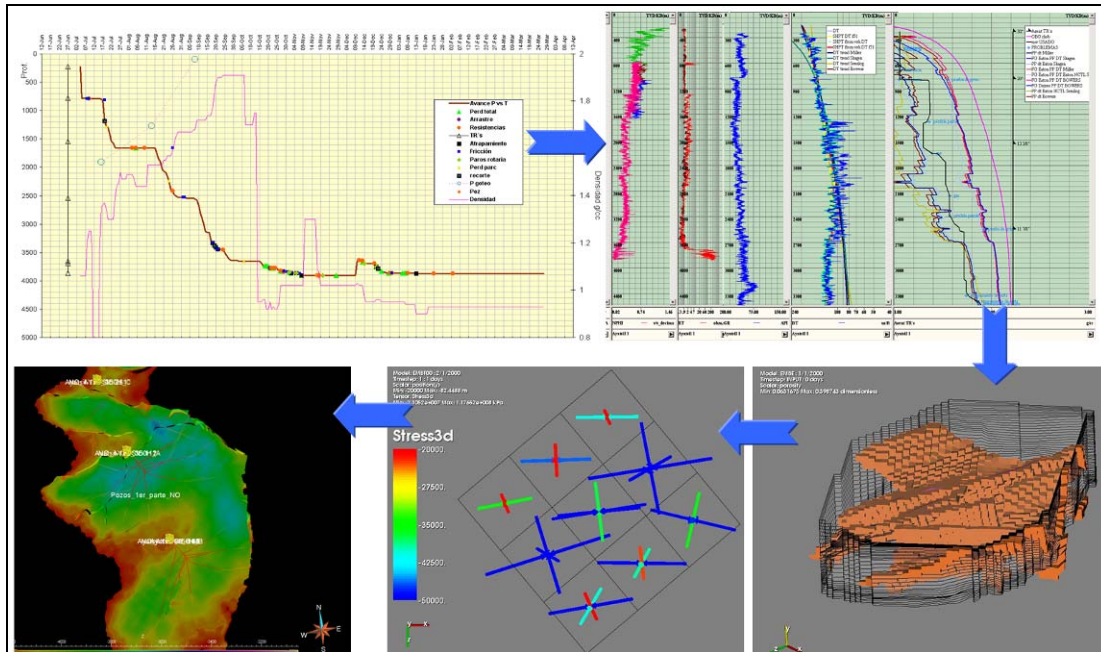


Figura 6.14 – Ejemplo Diseño de perforación pozo No Convencional.

La ventana operacional de lodo es definida en función del tipo de pozo (Inclinación y Azimut) y su relación con los esfuerzos presentes en el campo. Para esto se efectúan análisis de estabilidad y sensibilidad a diferentes profundidades para cada trayectoria propuesta.

Durante la perforación de nuevos pozos se tiene que ir ajustando el modelo geomecánico obteniendo cada vez mejor asertividad en la predicción de asentamientos y densidades de lodos a utilizar (Figura 6.15).

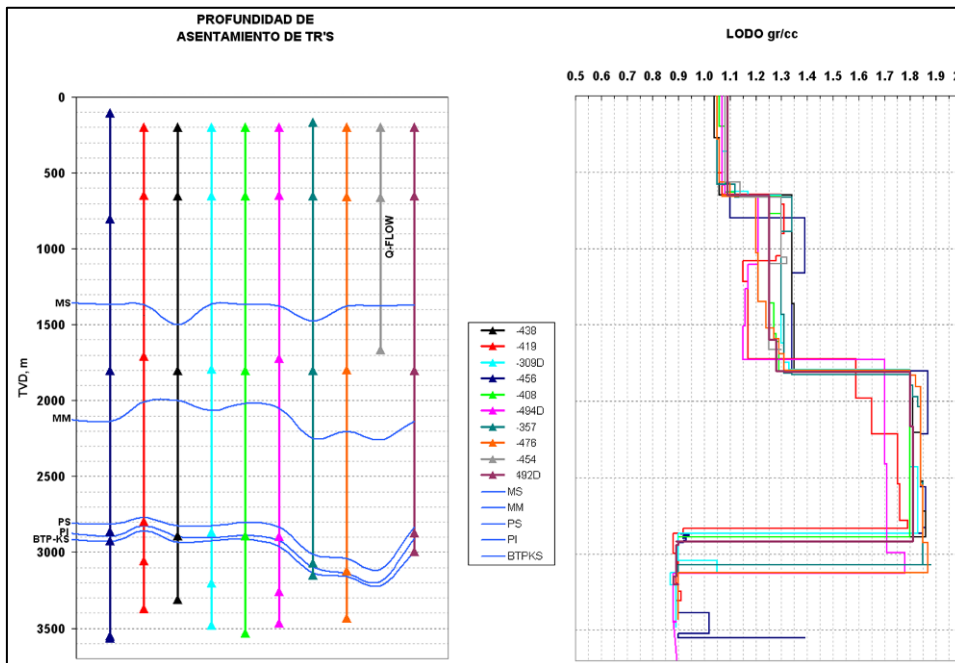


Figura 6.15 – Grafico comparativo en profundidad TVD. Profundidad de Asentamiento TR's y Densidades de lodo utilizadas en un campo, A partir del modelado geomecánico se ha logrado definir el peso de lodo óptimo para cada etapa en función del tipo de pozo (Inclinación, Azimut) y su relación con la dirección de los esfuerzos.

El análisis de sensibilidad del agujero para cada trayectoria propuesta aunado al análisis de eventos de perforación observados en los pozos de correlación, permiten evaluar el riesgo y la incertidumbre asociada a cada trayectoria. (Figura 6.17). La identificación de riesgos potenciales y la generación de planes de mitigación más confiables, contribuirá en la reducción de tiempos, problemas operacionales y disminución de los costos en la perforación de los pozos en el campo.

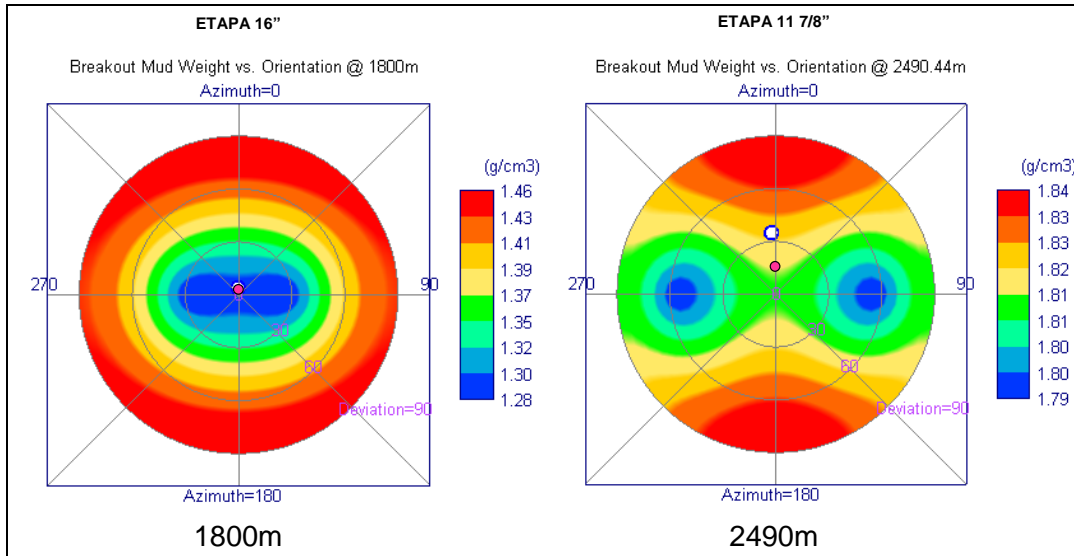


Figura 6.17 – Análisis de sensibilidad para dos profundidades diferentes 1800md (Etapa 2), 2490md (Etapa 3). El punto rosa indica la ubicación del pozo para la trayectoria convencional y el punto blanco de la trayectoria tipo “S” a las mismas profundidades equivalentes. A la derecha de cada grafico se presenta el peso de lodo necesario para evitar colapso de agujero. Note como el peso de lodo varía en función de la inclinación del pozo y el azimut y su relación con los esfuerzos.

Una vez que el modelado geomecánico sea concluido los resultados obtenidos serán compilados con el resultado de las otras disciplinas involucradas en el proceso VCDe (Perforación, Yacimiento, Petrofísica y Productividad) y se seleccionará la mejor opción que desde el punto de vista técnico – económico, alineada al plan estratégico de explotación y desarrollo del campo brinde los mejores beneficios.

7.- Conclusiones

- Este estudio representa el modelo geomecánico tridimensional en su primera fase, cabe mencionar que aún se está refinando y los resultados aquí mostrados no son definitivos por lo que podría tener cambios a medida que se desarrolle el avance del mismo y que se tenga más información de pozos perforados que con su información impliquen cambios en el modelo estático.
- Es importante mencionar que este proceso es interactivo y debido al tipo y tamaño de los datos utilizados requiere equipos de cómputo potentes para la realización del proyecto.
- Realizar este tipo de análisis a los campos antes de que comiencen el desarrollo del campo nos permite orientar las plataformas de modo que la mayoría de los pozos orienten su azimut en dirección del esfuerzo mínimo horizontal.
- El estudio geomecánico, permite analizar los parámetros resistentes de las rocas y el análisis cuantitativo de las discontinuidades presentes, con la finalidad de determinar el comportamiento del mismo ante un futuro desarrollo de un campo.
- Existen incertidumbres asociadas al modelo, siendo recomendable la calibración del modelo geomecánico (MGM) generado para el campo. Las acciones recomendadas para los próximos pozos a ser perforados son las siguientes:
 - Realizar una investigación en laboratorio (más confiable) con pruebas de mecánica de rocas.
 - Toma de pruebas de goteo extendidas
- Las rotaciones del esfuerzo pueden ocurrir dentro de una distancia relativamente pequeña siempre que exista una discontinuidad o cambio rápido en las propiedades mecánicas que las cause.
- La mayor parte de la deformación en el modelo está relacionada con las fallas. Esto es previsible, ya que las discontinuidades son a menudo puntos débiles de una formación rocosa.
- A medida que el campo se agota, las fallas que ya tienen un esfuerzo crítico y las que están próximas a tenerlo se reactivarán, con la posibilidad de provocar un aumento en la permeabilidad direccional que podría afectar el desempeño general de la producción del campo.

Recomendaciones

- Antes de comenzar a realizar cualquier modelo es necesario asegurarse de contar con toda la información necesaria.
- La realización de estos modelos en equipos multidisciplinarios permite una mejor apreciación e interpretación, tanto de su realización así como de sus resultados. Por lo cual se recomienda realizar bajo el esquema de un equipo multidisciplinario.
- Durante la educación universitaria es importante implantar la materia de geomecánica y elementos finitos, como asignaturas necesarias para el mejor desarrollo de los profesionistas en un futuro.
- Así mismo obtener equipos de cómputo de gran capacidad ya que la mayoría de los programas de simulación requieren de dicha capacidad para un mejor desarrollo.

Glosario.

Termino	Descripción
Acelerador	Método para acelerar la convergencia.
Acelerador de Aitken	Método para acelerar la convergencia de Aitken.
Análisis de componentes	División del total del modelo en varias sub-estructuras, cada una se define por elementos finitos.
Análisis no lineal	El total de la deformación contiene una parte elástica y una parte plástica.
Análisis térmico transitorio	Véase la conducción de calor.
Anisotropía elástica	Variación de los coeficientes de elasticidad con la dirección.
Aproximación de continuidad	Un modelo en el que las partes discretas, como huecos y granos son tratadas como un medio homogéneo a nivel local y descrito por un conjunto de propiedades "promedio".
Carga térmica	Carga generada por una fuente de calor.
Cargas de colapso	Fuerzas necesarias para provocar una falla catastrófica en la estructura.
Compatibilidad	La fuerza o desplazamiento igualado a un elemento de borde.
Conducción de calor	Transporte de calor a través de un cuerpo sólido.
Conducción en estado estacionario	El comportamiento de la estructura sometida a una condición constante de flujo de fluidos y temperatura.
Convección	Transporte de fluidos debido a variaciones de densidad.
Convergencia de una solución	Tendencia de un cierto grado de sucesivas repeticiones de una solución para disminuir a cero.
Criterio de falla	Teoría que define la transición de un comportamiento elástico a plástico.
Deformación Plana	La deformación fuera del plano $\epsilon_z = 0$.
Discontinuidad	Planos de propiedades o materiales o de cambio de fase.
Discretización	Subdivisión de una estructura en elementos finitos.
Elemento de la matriz de rigidez	Si F = vector de fuerzas nodales y δ = vector de desplazamientos nodales entonces $F = KM \delta$. KM es la matriz de rigidez. Además $KM = \int_B T.D.B.dv$ donde B es de matriz de desplazamientos de esfuerzos y D es la matriz de elasticidad. DV es un elemento de volumen.
Elemento finito	Una parte de una división de un cuerpo en partes más pequeñas para efectos de cálculo.
Ensayo triaxial drenado	Las pruebas de laboratorio para establecer los parámetros de la eficiencia de la fuerza de un material.
Esquema implícito	Un sistema que implica la solución (posiblemente no lineal) para la ecuaciones con valores desconocidos en el actual paso del tiempo.
Flujo de fluido	Flujo de fluido(s) a través de un medio poroso.
Frontera infinita	Una frontera en una distancia infinita.
Fronteras elásticas	Esfuerzos prescritos o desplazamientos de las fronteras.
Fronteras viscoso Unificadas	-P y S de onda de absorción de las fronteras.
Funciones de forma	Funciones que equivalen a 1 en un solo nodo de un elemento finito y 0 en todos los demás nodos.
Grados de libertad por nodo	Número de incógnitas por nodo.
Integración en tiempo	Solución de ecuaciones diferenciales con en el tiempo.
Integración Exacta	Cuando el número de nodos de Gauss es > 1 .
Integración Numérica	El volumen se define a través de un procedimiento matemático.
Integración reducida	La relación de incompresibilidad se convierte en mayor que la unidad con un número reducido de puntos de Gauss.
Isoparamétrico	Un tipo de elemento finito en el que las funciones de forma se utilizan para definir la geometría, así como el desplazamiento

	sobre el terreno.
Limitaciones	El cumplimiento de las condiciones en los grados de libertad, o bien mediante el arreglo de estos a la tierra o las hace depender de otros.
Malla	Las líneas divisorias del cuerpo.
Masas de roca reforzadas	Roca fracturada con pernos de cable.
Matriz consistente de masa	La matriz completa que define la contribución de masa de cada elemento (en contraposición a una matriz de masa agrupada).
Matriz de bandas	Una matriz de la que sólo la parte central de la matriz es distinta de cero. Esta propiedad se utiliza en el almacenamiento de la matriz.
Matriz de masa agrupada	Matriz de masa, donde los términos se reducen sólo a la diagonal.
Matriz de rigidez	Matriz de términos relativos a los desplazamientos de fuerzas.
Método de deformación inicial	Una metodología en la que los esfuerzos. Se calculan a partir de las deformaciones.
Método de desplazamiento largo	El método de la geometría se actualiza constantemente por la cantidad que se ha desplazado.
Método de diferencias centrales	La solución depende de los valores medios de dos pasos sucesivos del tiempo.
Método de esfuerzos iniciales	Una metodología en la que las deformaciones se calculan a partir de los esfuerzos.
Nodos	Puntos en las intersecciones de la malla que definen los elementos y estructura.
Onda de compresión	Onda acústica en el que el desplazamiento es paralelo a la dirección de propagación.
Onda Raleigh	Onda superficial.
Ondas de corte	Ondas acústicas en las que el desplazamiento es perpendicular a la dirección de propagación.
Pequeños desplazamientos	Pequeñas deformaciones en comparación con el tamaño de la malla.
Potencial	Presión de poro o temperatura.
Radiación	Transmisión de energía por ondas electromagnéticas.
Relación de incompresibilidad	Relación que define la idoneidad de un elemento para llevar a cabo la modelización de elementos finitos.
Restricciones	Grados de libertad en los nodos donde el desplazamiento se pone en cero.
Simetría axial	Atributo que no varía con el ángulo de acimut.
Singularidad	Ocurrencia de un cero determinante. Punto en el que una función o sus derivados tienen un valor infinito.
Solución de eigenvalores	Los eigenvalores y eigenvectores de una estructura.
Solución dinámica	El comportamiento de una estructura debido a una carga transitoria.
Solución estática	El comportamiento de una estructura sometida a una presión de carga.
Solución explícita	La solución a una actual paso de tiempo sólo depende de la solución del paso de tiempo anterior.
Superficie de cedencia	Una superficie que define la división entre la región elástica y plástica en el espacio de esfuerzos.

Nomenclatura.

Símbolo	Significado	Dimensiones
Ψ	Ángulo de dilatación	
ϕ	Ángulo de fricción	
\dot{u}_i	Campo de velocidades, el cual puede ser o no dependiente del campo de esfuerzos	L/t
$\{a\}$	Coeficientes de Ritz-Galerkin	
C	Cohesión del material	
$\{P\}$	Columna de fuerzas conocidas	
(x_1, y_1)	Coordenadas de un punto de integración en particular	(L,L)
ν_i	Coseno del ángulo entre los vectores normales a los planos dA	
ycr	Criterio de cedencia	
ρ	Densidad	m/L3
u y v	desplazamientos en las direcciones x y y respectivamente	L
$\{\delta\}$	Desplazamientos requeridos de la estructura	
V	Dominio de la integración	
ξ y η	Ejes locales	m
SH	Esfuerzo horizontal máximo	m/L3, m/Lt2
Sh	Esfuerzo horizontal mínimo (Fractura)	m/L3, m/Lt2
σ_θ	Esfuerzo tangencial	m/Lt2
σ y τ	esfuerzos normales y tangenciales respectivamente	m/Lt2
$[N]_i$	Funciones de forma	
$[N]$	Funciones de forma	
SFG	Gradiente de colapso	m/L3, m/Lt2
Pp	Gradiente de presión de poro	m/L3, m/Lt2
ε_{kk}	Incremento dilatacional de deformación	
$[C]$	Matriz de amortiguamiento	
$[M]$	Matriz de masa	m
$[K]$	Matriz de rigidez de toda la estructura	
$[D]$	Matriz elástica de esfuerzo-deformación	m/Lt2
$[B]$	Matriz elemento esfuerzo-desplazamiento	m/Lt2
G	Modulo de compresibilidad	m/Lt2
K	Modulo de compresibilidad del material	m/Lt2
ν	Modulo de Poisson	
E	Modulo de Young	m/Lt2
m	múltiplo de π	
AZ	Orientación de esfuerzos	
γ	Parámetro de fluidez	
m, s, s_c	Parámetros de Hoek & Brown	
$\{w_s\}$	Pesos de los coeficientes de los puntos de integración	
Dyn	Propiedades elásticas dinámicas	

Sta	Propiedades elásticas Estáticas	
UCS	Resistencia de la Roca	m/Lt2
$\dot{\epsilon}_{ij}$	Ritmo de deformación deviatorica	
$\dot{\sigma}_{ij}$	Ritmo de esfuerzo a partir de la ley constitutiva prescrito en términos del esfuerzo actual	m/Lt2
$\dot{\epsilon}$	Ritmo de esfuerzo asociado con la velocidad \dot{u}_i	
\dot{s}_{ij}	Ritmo de esfuerzo deviatorico	
\dot{T}	Ritmo de tracción en la superficie sobre el área S	
Sv	Sobrecarga (Esfuerzo vertical)	m/L3, m/Lt2
σ_i	Tensión en el plano i	m/t2
σ_v	Tensión en el plano v	m/t2
σ_1	Tensión radial	
σ_{ij}	Tensor de tensiones para un elemento cúbico	
p	total de grados interiores de libertad de la malla de elementos finitos	
$\{X\}$	Vector de velocidades nodales para un elemento	
w y u	Velocidades	L/t2
V_p y V_s	Velocidades de onda p y onda s respectivamente	L/t2
\hat{t}_i	Versor en la dirección X_i	

Referencias bibliográficas.

Al inicio de cada capítulo y subcapítulo se muestra como superíndice el número de la referencia bibliográfica.

1. Al-Chalabi, M., 1973, **Series approximations in velocity and travelttime computations**, Geophys. Prosp., 21, 783-795.
2. Bell, D.W., 2002, **Velocity Estimation for Pore-Pressure Prediction**, in A. R. Huffman and G. L. Bowers, eds., Pressure Regimes in Sedimentary Basins and Their Prediction: AAPG Memoir 76, pp. 177-215.
3. Bourgoyne, A. T. et al., 1991, **Applied Drilling Engineering**, Society of Petroleum Engineers, Richardson, TX.
4. Bowers, G.L., 1995, **Pore pressure estimation from velocity data: Accounting for pore pressure mechanisms besides undercompaction**, SPE Drilling and Completion, pp. 89-95.
5. Dutta, N. C. y Ray, A., 1996, **Subsurface image of geopressured rocks using seismic velocity and acoustic impedance inversion**, 58 th Annual Meeting Eur. Assoc. Geosci. Eng., Amsterdam (extended abstract).
6. Dutta, N. C., 2002, **Geopressure prediction using seismic data**, Current status and the road ahead, GEOPHYSICS, VOL. 67, NO. 6.
7. Eaton, B.A., 1975, **The equation for geopressure prediction from well logs**, paper SPE 5544 prepared for the 50th Annual Fall Meeting of the Society of Petroleum Engineers of AIME, Dallas, Texas
8. Eaton, B. A., 1968, **Fracture gradient-prediction and its application in oil field operations**, J. Pet. Tech., pp. 1353.
9. Erling, F.J., 1992, **Petroleum related rock mechanics**, Elsevier, Amsterdam.
10. Holbrook, P.W., 1996, **The Use of Petrophysical Data for Well Planning, Drilling Safety and Efficiency**, SPWLA 37th Annual Logging Symposium
11. Hottmann, C. E. and Johnson, R. K., 1965, **Estimation of formation pressures from log-derived shale properties**, J. Pet. Tech.
12. Huffman, A. R., 1976, **Pressure Regimes in Sedimentary Basins and Their Prediction**, AAPG MEMOIR 76.
13. Huffman Alan R., 1976, **The future of Pressure Prediction Using Geophysical Methods**, AAPG MEMOIR 76.
14. Mendiola, J., 2004, **Apuntes de geomecánica**, UNAM.
15. Mouchet, J.P., 1989, **Abnormal pressures while drilling**, Elf Acquitain.
16. Ö. Aydan, et al., 1989, **The effective failure modes and stability of slopes in rock mass with two discontinuity sets**, Springer Wien, Volume 22, Number 3.
17. Salazar, L., 1998, **Apuntes de elastodinámica**, IPN.
18. User's Guide., 2006, **Cap. 15 Scientific Background**, Version 9.2, V.I.P.S. (Vector International Processing Systems).
19. Wyllie, M. R. J., Gregory, A. R., y Gardner, G. H. F., 1957, **An experimental investigation of factors affecting elastic wave velocities in porous media**, Geophysics, 23, 459-493.