

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

En ingeniería se denomina presa o represa a un muro grueso de piedra u otro material granular, que se construye a través de un río, arroyo o canal para almacenar el agua y elevar su nivel, con fines múltiples, tales como: regular el caudal de un río, para el riego de terrenos, actividades turísticas, esparcimiento y recreación, contención de aluviones, navegación, control de crecidas, abastecimiento de poblaciones o en la producción o generación de energía eléctrica. Por lo tanto, las presas constituyen una de las obras de ingeniería de mayor importancia para el desarrollo de un país, y en Venezuela la generación de energía eléctrica ha sido uno de los principales propósitos de su ejecución, siendo el caso del aprovechamiento de la potencialidad hidroeléctrica de la cuenca del río Caroní uno de los más emblemáticos.

EDELCA (Electrificación del Caroní) a lo largo de sus 43 años de creada, ha acometido la construcción de las Centrales hidroeléctricas ubicadas en el bajo Caroní: “Antonio José de Sucre (Macagua)”; “Simón Bolívar, (Guri)” y “Francisco de Miranda, (Caruachi)”; esta ultima de reciente culminación. Entre las tres abastecen más del 70% de la demanda nacional de energía eléctrica y actualmente se encuentra en proceso de construcción, la Central Hidroeléctrica “Manuel Piar, (Tocoma)”, que será el último proyecto en el bajo Caroní, la cual esta ubicada a 18 Km. aprox. aguas abajo de Guri.

Las presas y la práctica de la ingeniería asociada a ellas, han jugado un papel fundamental en la historia de la civilización, permitiendo al hombre equilibrar en parte, la irregular distribución espacial y temporal del agua en el planeta.

Al mismo tiempo, de la mano del avance del conocimiento, el proyecto y construcción de estas grandes obras ha evolucionado hacia estructuras de retención cada vez más altas, que han dado lugar a su vez a embalses más grandes. Esta situación genera, sin lugar a dudas, un factor de riesgo para vidas y bienes de quienes habitan aguas abajo.

Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los técnicos encargados de su diseño, aprovechamiento y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención.

El desarrollo de la ingeniería produjo un importante avance tecnológico en torno al monitoreo y observación de estas obras hidráulicas, recomendando criterios para su diseño, construcción y aprovechamiento.

Lamentablemente luego de una serie de fallas y roturas de trágicas consecuencias, ocurridas en Europa y Estados Unidos entre tres y cuatro décadas atrás (Malpasset, Francia, 1959; Vaiont, Italia, 1963; Baldwin Hills y Teton, EEUU, 1951 y 1976, respectivamente), dió origen en estos países a la necesaria legislación que posibilitaría hoy un riguroso control del comportamiento de las mismas.

A partir de la aparición de la legislación correspondiente, todo país debe disponer de una herramienta para brindar la mayor protección a las comunidades que se encuentran aguas abajo de las presas. La norma legal establece obligaciones para los operadores de las presas, principales responsables de brindar un "servicio de seguridad de presas", y también los mecanismos para que el Estado regule sus actividades.

La SEGURIDAD DE PRESAS es el manejo coordinado de distintas disciplinas técnicas especializadas que intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, operación y remoción de una presa, con el objeto de alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad factible.

El estudio geotécnico del material impermeable a ser colocado en la Presa Derecha de Tocomá es una parte indispensable para que se cumplan estos requerimientos de seguridad.

En la actualidad se realizan diversos estudios en el campo de la geotecnia que ayudan a determinar el posible comportamiento de los materiales impermeables empleados en la construcción de presas, en nuestro caso estudiaremos este comportamiento con el Software Geo-Slope, en particular se utilizará el SIGMA/W el cual puede ser utilizado para calcular deformaciones causadas por esfuerzos con o sin cambios en las presiones agua-poro que aparecen por los cambios en los estados de los esfuerzos.

A continuación se presentará un estudio del material impermeable utilizado en el núcleo de la Presa Derecha de Tocomá, empleando dos de los modelos ejecutados por el Geo-Slope, que son: Modelo Elasto-plástico o Mohr Coulomb y Modelo Elástico no lineal o Hiperbólico, los cuales medirán los esfuerzos producto de la presión ejercida por las diferentes capas del material empleado, es decir, cada capa del material impermeable será sometida al análisis, para medir las deformaciones que van sufriendo las capas inferiores.

1.1 Objetivos Generales:

- Realizar el estudio de los esfuerzos de arco que se generan en razón de las diferentes compresibilidades del material impermeable correspondiente al núcleo de la Presa Derecha de Tocomá antes de su construcción.

1.2 Objetivos Específicos:

- Diseñar un modelo matemático, a base de elemento finito el cual constará de 373 nodos, 110 elementos para un solo tipo de suelo, para así predecir el comportamiento del material impermeable correspondiente al núcleo la presa Derecha de Tocomá.
- Hacer uso del Software Geoestudio 2004 (GEO-SLOPE Internacional ltd), a través del módulo SIGMA/W, realizando una serie de estudios y análisis para determinar cual es el modelo más idóneo para la estimación de las deformaciones y desplazamientos a través de los siguiente modelos constitutivos:

MODELO ELÁSTICO – PLÁSTICO (MOHR-COULOMB)

MODELO ELÁSTICO NO LINEAL (HIPERBÓLICO)

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1 Ubicación

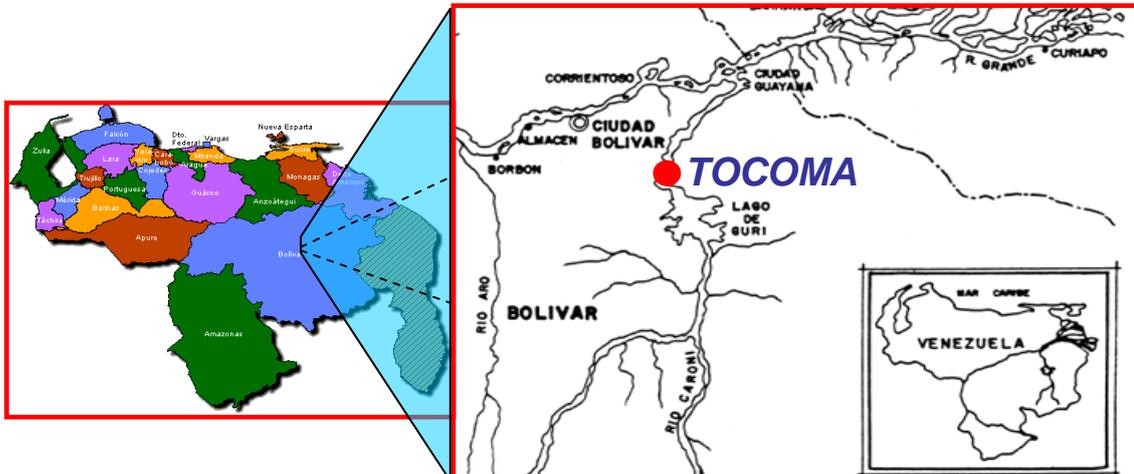


Figura 2.1. Localización del Proyecto Hidroeléctrico Tocoma. (Intranet-EDELCA).

El Proyecto hidroeléctrico Manuel Piar (Tocoma) se ubica en el sector sur-oriental de Venezuela, en el noreste del estado Bolívar, aproximadamente a 18 Km. aguas abajo de la represa Simón Bolívar (Guri), en la desembocadura del río Claro en el río Caroní y al sur del embalse de Caruachi.

El área de influencia del proyecto incluye parte de los municipios Piar, Caroní, Heres, Raúl Leoni, y se localiza entre los paralelos $7^{\circ}21'53''$ Y $8^{\circ}11'00''$ latitud norte y los meridianos $63^{\circ}24'27''$ y $62^{\circ}29'50''$ longitud oeste.

Hidrográficamente, el proyecto está limitado al oeste por las divisorias de la cuenca del río Claro; al este por el río Cunaguaro; al norte por el conjunto de microcuencas del sector más bajo del río Caroní que drenan al embalse Caruachi y al sur por el embalse Simón Bolívar (Guri).

2.2 Accesos

2.2.1 Terrestre

El acceso principal al área de Tocoma se enlaza al SE del cruce de la carretera Puerto Ordaz - Ciudad Piar con la carretera Guri - Ciudad Bolívar, aproximadamente a 12Km. antes de la alcabala de Guri. Desde el acceso hasta el sitio de obra hay una distancia de 6.7

2.2.2 Fluvial

Existen varios puertos sobre el río Orinoco (Palúa, Matanzas, etc.). En el Puerto de Palúa, el cual se ubica aproximadamente a 100km. de la Obra por vía terrestre, existe un muelle dotado de una grúa de 400 toneladas con un alcance máximo de 48m. y otra grúa de 100 toneladas con un alcance máximo de 60m. de radio.

2.3 Vegetación

La vegetación que se desarrolla en el área está determinada por las características ambientales, así como por los tipos de intervención humana, confiriéndole nuevas diferencias en coberturas, alturas, composiciones florísticas. Las condiciones del clima (precipitación de 1200-13 00 mm anuales, y temperatura promedio de 26°C), determinan desde el punto de vista bioclimático, que la vegetación está representada por el Bosque Seco Tropical.

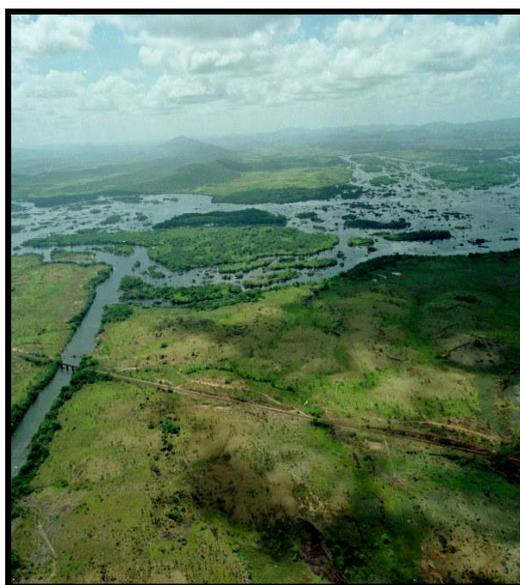


Figura 2.2. Vegetación del área del Proyecto hidroeléctrico Tocoma

vierten sus aguas en los ríos Guri y Cunaguaro, que a su vez vierten sus aguas en el río Caroní, principal afluente del río Orinoco. La parte septentrional está influenciada por la presencia del río Retumbo y el río Ure, dichos ríos vierten sus aguas en el río Caroní. Todos estos pequeños cursos de agua son intermitentes.

2.6 Clima

2.6.1 Pluviosidad

Con base en datos de precipitación mensual, obtenidos en el Ministerio del Ambiente en La Dirección General de Cuencas Hidrográficas para el estado Bolívar, se realizaron gráficos de precipitación mensual de diversas estaciones pluviométricas representativas ubicadas en distintos puntos dentro de la geografía de esta entidad.

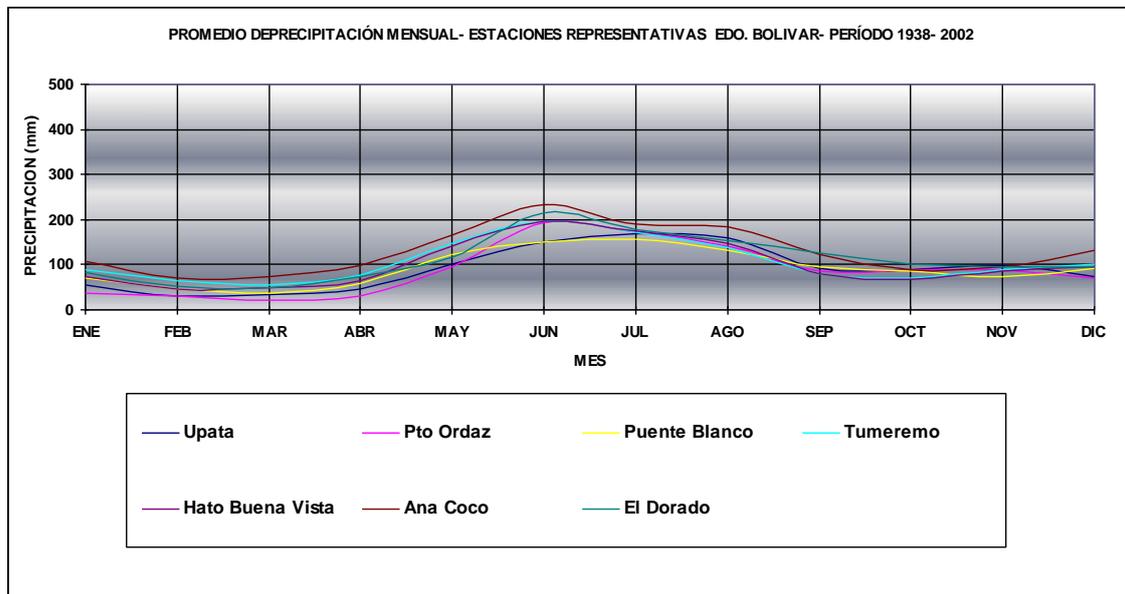


Gráfico 1. Precipitaciones mínimas, Edo. Bolívar

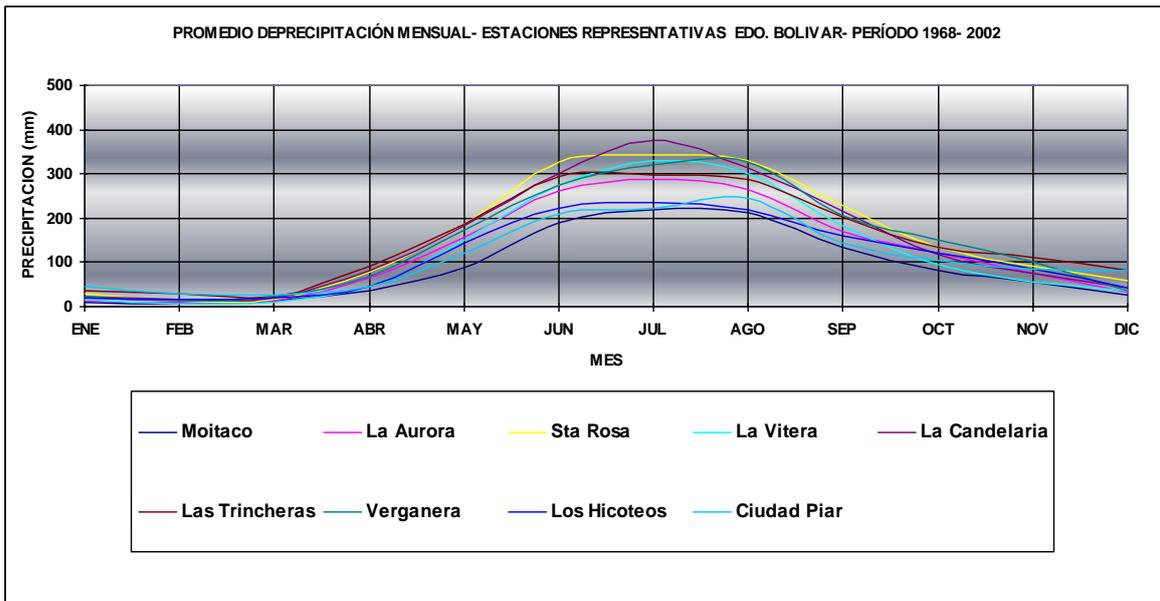


Grafico 2. Precipitaciones máximas, Edo. Bolívar

Los meses de mayor pluviosidad abarcan desde Mayo hasta Septiembre, estando el resto del año con valores de precipitación relativamente menores (Enero – Abril y Octubre – Diciembre); este comportamiento es similar en todas las estaciones y la variación entre una y otra depende de los valores máximos y mínimos de precipitación registrados.

En el grafico 1 se presentan valores uniformes de precipitación anual, en los meses de menor pluviosidad se alcanzan los 120 mm, y en los de mayor precipitación los mínimos están en 150 mm y los máximos en 220 mm.

En el gráfico 2, durante los meses de mayor pluviosidad los valores mínimos se ubican sobre los 200 mm y los máximos entre 300 y 400 mm mensuales.

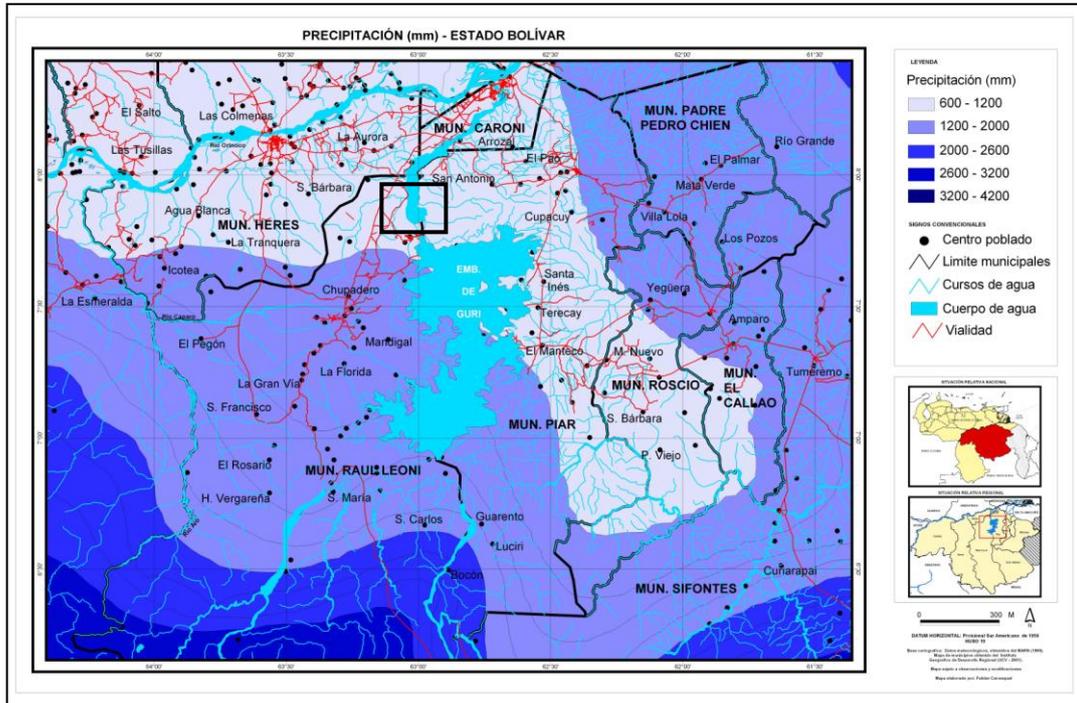


Figura 2.4. Mapa de precipitación (mm). Edo Bolívar

Por otro lado vemos en el mapa de precipitaciones que los niveles más altos se ubican hacia el sur del Estado Bolívar con unos 3.200 a 4.200 mm, mientras que más al norte y dentro de nuestra área de estudio los niveles de precipitación son menores entre los 600 y 1.200 mm, lo que cabe dentro del rango máximo de precipitación mostrados en el grafico numero 2.

En resumen la temporada de lluvias está comprendida entre Abril y Octubre y la época seca (verano) de Noviembre a Marzo. La temperatura registrada del agua en el sitio del Proyecto varía entre los 22° C Y 29,5° C

2.6.2 Temperatura

En cuanto a la temperatura promedio anual en la estación Las Babas en Guri (estación representativa) para el período 1958 – 1999, obtenidos en el MARN está entre los 25-29° C y la humedad relativa promedio anual en esta misma estación para el mismo período 1958 - 1999 es de 76 %, con una variación mensual entre 53% y 88% (min-máx.).

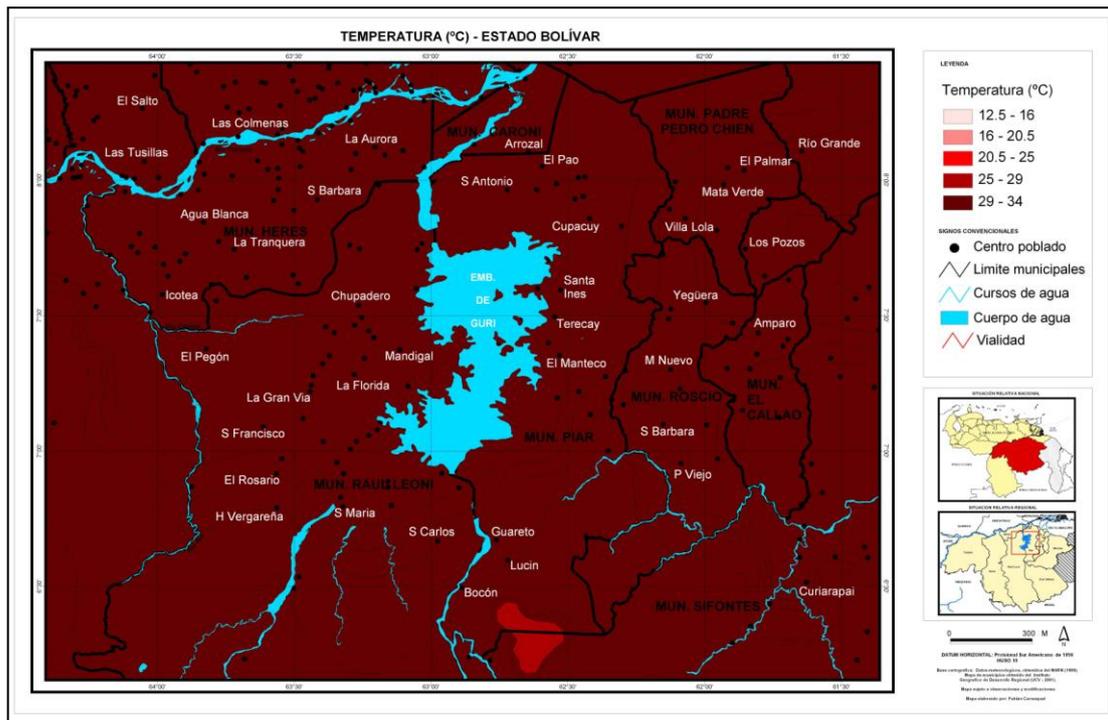


Figura 2.5. Mapa de temperaturas promedio (°C) Edo. Bolívar

2.7 Aspectos Geoeconómicos

El potencial geoeconómico de la zona donde se construirá la presa, está asociado al potencial de mineral de hierro, así como también a los yacimientos de oro y diamante aluvional, y con los depósitos de minerales no metálicos que se encuentran en la cuenca tributaria de Tocoma.

El potencial de hierro localizado en el área de estudio se corresponde con las cuarcitas ferruginosas de Imataca, ubicado en el cerro Maria Luisa en la margen izquierda, considerado por Ferróminera Orinoco como una reserva potencial para la continuidad de explotación de mineral de hierro.

En cuanto a los yacimientos no metálicos, constituidos por rocas graníticas, arcilla, arena y grava, representan significativos volúmenes ubicados en la llanura aluvial en la margen izquierda del río Caroní. Esto es muy importante, ya que en dicha zona los materiales mencionados tienen demanda considerable al momento de la construcción de rellenos, y enrocamientos.

2.8 Impacto Ambiental

En el Proyecto Tocomá, los aspectos positivos constan de mejoramiento de la calidad del servicio de energía eléctrica, fuentes de empleo, renovación de la zona donde se construirá la presa, comunicación entre las márgenes del río a través de puentes de acceso, entre otros. Los aspectos negativos entre otros son: contaminación sonora, contaminación de las aguas, del aire, deforestación, etc.

Existen, al momento de la ejecución de las obras, fuentes potenciales de generación de contaminantes del ambiente, tales como:

- Construcción de vías de acceso y apertura de picas.
- Movimiento de tierras asociado al uso de canteras y préstamos.
- Movimiento de tierras asociado a la excavación principal del aliviadero y casa de máquinas.
- Construcción de ataguías y presas.
- Preparación y vaciado de concreto para las estructuras de Casa de Máquinas, Presa Izquierda, Canal Principal y Aliviadero.
- Instalación de equipos y compuertas.

2.9 Obras

Las obras para controlar el embalse incluirán la construcción de un aliviadero con compuertas radiales y las presas de cierre correspondientes. La casa de máquinas y su nave de montaje serán del tipo integrado con la estructura de toma. La ubicación y alineación de las estructuras civiles obedece a la optimización de las condiciones geológicas, topográficas, hidráulicas y energéticas del Proyecto. Una vez que se hayan ejecutado todas las obras, se constituirá el embalse, cuya cota normal será de 127 m.s.n.m. inundando un área de 87 Km². (Intranet EDELCA, op.cit)

Los niveles de agua, aguas abajo del sitio de la presa serán impuestos por el remanso del embalse de Caruachi. Las estructuras de concreto estarán conectadas con el estribo derecho mediante una presa de tierra y de enrocamiento que tendrá una longitud

total de 1840 m., y con el estribo izquierdo, mediante una presa de enrocamiento con pantalla de concreto con una longitud de 3.760 m. (Intranet EDELCA, op.cit)

2.9.1 Principales Componentes

- Presa de transición derecha, intermedia e izquierda.
- Presa de tierra y enrocamiento derecha.
- Presa de enrocamiento izquierda con pantalla de concreto.
- Casa de máquinas integrada a la estructura de toma, nave de montaje y sala de control.
- Aliviadero.
- Canal de descarga y patio de distribución.

2.9.2 Presa de transición derecha, intermedia e izquierda

La presa de transición derecha, ubicada entre el aliviadero y la presa derecha de enrocamiento con núcleo de arcilla, constará de cinco monolitos transversales de geometría variable.

La presa de transición izquierda estará ubicada entre la presa de enrocamiento con pantalla de concreto y la nave de montaje; constará de tres monolitos de los cuales dos tendrán 18 m cada uno y uno de 30 m, medidos a lo largo de la línea base. La presa de transición intermedia estará ubicada entre la casa de máquinas y el aliviadero, tendrá una longitud de 70 m y constará de tres monolitos, uno de ellos en forma de cuña.

2.9.4 Presa de tierra y enrocamiento derecha

La primera etapa del cierre dejará una abertura de 900 m en el estribo derecho para pasar el máximo flujo de $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ controlado por Guri. Para cerrar la abertura será construida una ataguía aguas arriba y otras aguas abajo en dicha sección, en el medio de las cuales será construida una presa de tierra con filtro chimenea.

Un aspecto a considerar será la presencia de lastra y arena en la fundación, la cual varía de unos pocos centímetros a unos 3 m de espesor y su remoción será necesaria en la fundación de los materiales impermeables y filtros.

Zona 2: Este material es el resultado del procesamiento de gneis granítico duro y fresco en la planta de agregados. Podrá ser mezclado con arena proveniente del río con la finalidad de lograr una granulometría específica.(Figura 1.2)

Zona 3A: Este material es roca fresca o ligeramente meteorizada dura razonablemente bien gradada. El material de tamaño menor a 1” deberá ser menos del 50% en peso, y el pasante del tamiz N° 200 deberá ser menor que 60%. El tamaño máximo será aquel que permitirá colocar el material en capas de 50 cm. Las aristas de los trozos de roca deberán tener dimensiones aproximadamente iguales y se evitara el uso de enrocado con trozos alargados.

Zona 3B: Este material es proveniente de roca fresca o ligeramente meteorizada dura, deberá ser razonablemente bien gradado, con fragmentos de un tamaño máximo de 1.30. las aristas de los trozos de roca deberán tener dimensiones aproximadamente iguales y se evitara el uso de enrocado con trozos alargados.

2.9.3. Presa de enrocamiento izquierda

La presa de enrocamiento izquierda contará con una pantalla de concreto y estará fundada sobre roca. Se tiene previsto construir una presa de enrocamiento con pantalla de concreto, por la necesidad de utilizar los materiales provenientes de las excavaciones requeridas para las estructuras principales y el canal de descarga y por la dificultad de disponer de material arcilloso en cantidades suficientes, en la margen izquierda.

2.9.5 Casa de Máquinas

La presa principal estará conformada por seis monolitos dobles de 60 m de ancho, cinco de los cuales contendrán las estructuras de toma y el restante a la nave de montaje.

La presa principal tendrá una altura de 65 m y una longitud de 360 m. La casa de máquinas, integrada a la estructura de toma, estará constituida por 10 monolitos de 30 m de ancho cada uno, que albergarán a igual número de unidades generadoras

La casa de máquinas cumplirá además la función de presa principal. La junta de contracción que separa a cada monolito estará parcialmente provista de trabas e inyectada para optimizar su comportamiento estructural si se requiere.

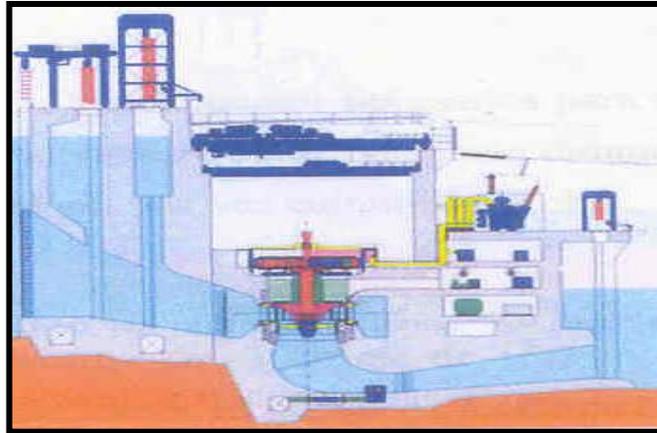


Figura 2.6. Sección transversal de una unidad de Casa de Maquinas (Intranet-EDELCA)

2.9.6 Aliviadero

Se encuentra ubicado entre la presa de transición derecha y la presa intermedia, será diseñado para descargar el caudal máximo proveniente de Guri incluyendo los aportes intermedios, y las diferentes etapas y casos de cargas generados durante su vida útil.

El aliviadero consistirá en una estructura de superficie de doble cuerpo; la parte superior se destinará para la descarga de los caudales excedentes durante la operación normal de la central hidroeléctrica, deberá ser una estructura económica y segura que refleje un funcionamiento adecuado y libre de cavitación, durante el paso de las crecientes.

La parte inferior del aliviadero se utilizará exclusivamente en la fase de construcción para el manejo del río en la segunda etapa de desvío. En ambos cuerpos se deberán incluir los elementos necesarios para el diseño de la disipación de energía dados los altos caudales unitarios que se manejarán durante las etapas de desvío del río

y de operación normal del aliviadero, una vez culminada la obra.

Adicionalmente está previsto la excavación de un canal de descarga aguas abajo de la casa de máquinas y la construcción de un patio de distribución en la margen izquierda del río, aguas abajo de la desembocadura del río Claro en el río Caroní.

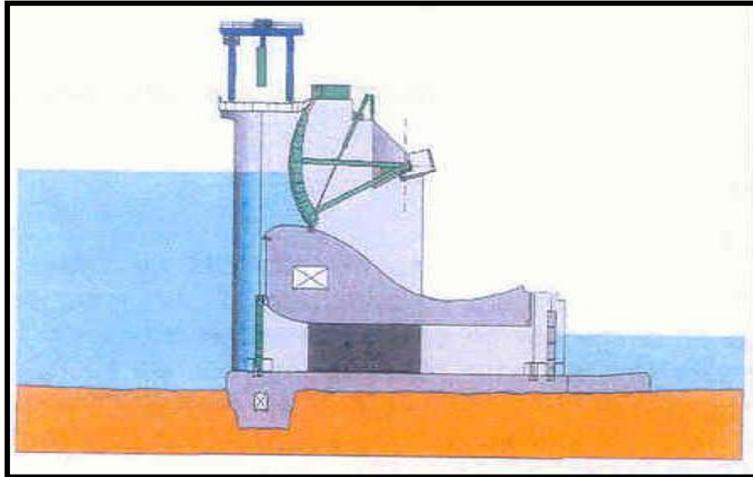


Figura 2.7. Sección Transversal del Aliviadero. (Intranet-EDELCA).

2.10 Datos Importantes del proyecto Tocomá

Tabla N° 1. Características generales del Embalse

DATOS	MEDIDAS
Nivel de operación normal (aprox.)	127 m.s.n.m
Creciente máxima probable	28.750 m ³ /s
Volumen del Embalse	1.770 x 10 ⁶ /m ³
Área del Embalse	87,34 km ²

Tabla N° 2. Presa de Enrocamiento izquierda con pantalla de concreto

DATOS	MEDIDAS
Longitud	3.760 m
Elevación de la cresta	130 m.s.n.m
Máxima altura sobre la fundación	50 m
Volumen del relleno	4,7 x 10 ⁶ m ³

Tabla N° 3 Estructuras de Toma integradas a la Casa de Máquinas

DATOS	MEDIDAS
Longitud	360 m
Numero de monolitos	10
Numero de canales	36
Numero de compuertas	9
Tamaño de compuertas (ancho x alto)	2,8 x16,5 m

Tabla N° 4. Casa de Máquinas y Nave de Montaje

DATOS	MEDIDAS
Tipo	Integrada a la estructura de toma
Longitud	450 m
Monolitos de nave de montaje	3
Monolitos de estructura de toma	10
Numero de Unidades	10
Volumen de concreto	$1.11 \times 10^6 \text{ m}^3$

Tabla N° 5. Presas de concreto

DATOS	MEDIDAS
Tipo de presa	gravedad
Elevación de la cresta	130 m.s.n.m
Altura máxima sobre fundación	65
Longitud total de presas	270 m
Vol. De concreto presa trans. izquierda	60.000 m^3
Vol. De concreto presa trans. intermedia	80.000 m^3
Vol. De concreto presa trans. Derecha	100.000 m^3
Diques y otros	20.000 m^3

Tabla N° 6. Presas de tierra y Núcleo con Enrocamiento derecha

DATOS	MEDIDAS
Longitud	1,8 km.
Elevación de la cresta	130 m.s.n.m
Máxima altura sobre fundación	78 m
Volumen de relleno	$8 \times 10^6 \text{ m}^3$

Tabla N° 7. Aliviadero

DATOS	MEDIDAS
Tipo	Creager
Tipo de compuertas	radial
Longitud	175,86 m
Elevación de la cresta	107,30 m
Numero de canales	9
Tamaño compuertas(alto x ancho)	15,24 X 21,66 m
Numero de ductos de fondo	18
Capacidad a carga normal	27,820 m ³ /s
Capacidad máxima	28,750 m ³ /s
Volumen de concreto	230.000 m ³

Tabla N° 8. Turbinas

DATOS	MEDIDAS
Numero	10
Tipo	kaplan
Capacidad	2.160 MW
Caída normal	34,3 m

Tabla N° 9. Generadores

DATOS	MEDIDAS
Numero	10
Tipo	Paraguas
Capacidad	200 Mva

Tabla N° 10. Ataguías

DATOS	MEDIDAS
Volumen de relleno	2,5 x 10 ⁶ m ³
Longitud	10,3 km.

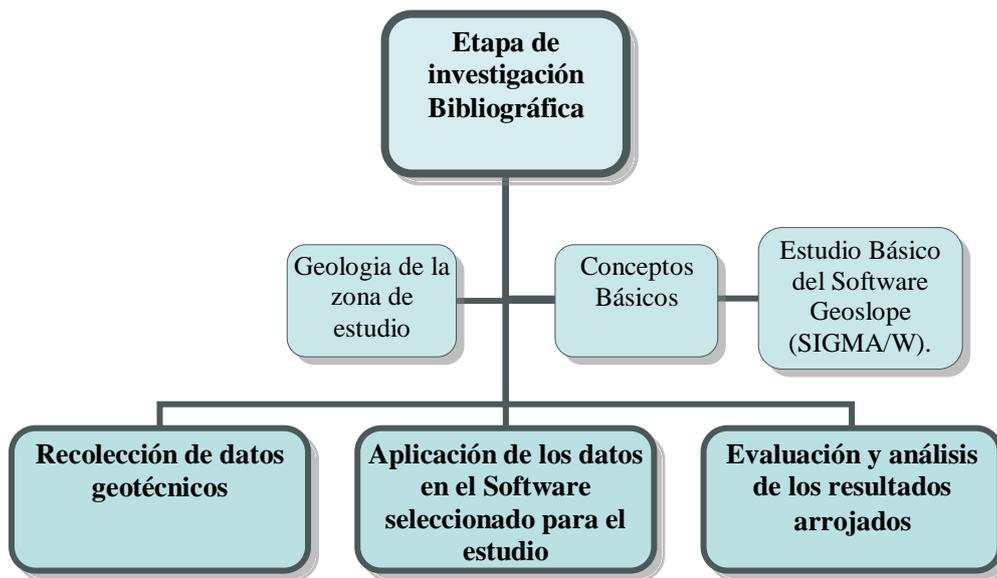
Tabla N° 11. Canal de descarga

DATOS	MEDIDAS
Longitud total	1.000 m
Ancho	360 m
Volumen de excavación	4,7 x 10 ⁶ m ³

CAPITULO III

METODOLOGÍA

Para el desarrollo de la investigación, el alcance y aplicación de los objetivos propuestos fue necesario elaborar una serie de pasos que se describen de manera esquemática a continuación:



Etapa 1: **Investigación Bibliográfica.**

Para una mejor comprensión de los conceptos aplicados en el estudio de los esfuerzos de arco generados por las diferentes compresibilidades del material impermeable que formarán parte del núcleo de la Presa Derecha de Tocomá, fue necesaria una investigación exhaustiva, de diferentes fuentes bibliográficas relacionadas con el tema. También fue necesario un estudio básico del programa Geoslope (SIGMA/W), (uso y manejo), en particular para aplicar los modelos constitutivos: Elástico- Plástico y No Lineal Elástico. Además de la búsqueda de la información geológica de la zona de estudio tomando en cuenta su geología regional y local, para lo cual se visitaron los siguientes lugares:

- Biblioteca de la Escuela de Geología, Geofísica y Minas
- Biblioteca de la Facultad de Ingeniería
- Biblioteca de Edelca (Puerto Ordaz)
- Intranet Edelca (Caracas).
- Otros

Etapa 2: Recolección de datos geotécnicos.

A través del departamento de Geología y Geotecnia de Edelca Puerto Ordaz y Caracas respectivamente, dirigido por el Geólogo Carmelo Gamero, se pudieron recolectar todos los ensayos de laboratorio realizados al material de préstamo (material impermeable) a ser empleado para la construcción del núcleo de la Presa Derecha de Tocomá. Estos ensayos fueron cruciales para la correcta caracterización de dicho material, además de suministrarnos los datos necesarios para la aplicación del módulo (SIGMA/W), del programa Geoslope, parámetros dados por el Ingeniero Killian de Fries.

Etapa 3: Aplicación de los datos en el Software seleccionado para el estudio.

En esta etapa se ingresaron los datos geotécnicos al programa SIGMA/W, realizando un modelo matemático de dimensiones definidas y corroborando el comportamiento del material al aplicarle los dos (2) modelos constitutivos: Elástico-Plástico y No Lineal Elástico.

Etapa 4: Evaluación y análisis de los resultados arrojados.

Se realizó un análisis de los resultados obtenidos para cada modelo constitutivo, con la intención de determinar el modelo que más se adapte para la estimación de las deformaciones y desplazamientos del material impermeable que formará parte del núcleo de la Presa Derecha de Tocomá, a través de la comparación entre ambos modelos.

CAPITULO IV

MARCO GEOLÓGICO

4.1 Geología Regional

Consideraciones históricas

La Provincia de Imataca, según la define MENENDEZ (1968), está situada en el extremo norte del estado Bolívar y el área de afloramientos forma un cinturón en sentido NE – SO de unos 510 km de longitud que pasa por el río Caura al oeste, paralelamente al río Orinoco hasta el Territorio Delta Amacuro al este.

En general, se considera que la provincia está representada en la actualidad por un conjunto de metasedimentos y gneises graníticos plegados en forma compleja, e intrusiones de granitos posteriores. Las edades más antiguas detectadas en rocas de la Provincia de Imataca alcanzan valores entre 3.500-3.600 m.a (MONTGOMERY et al., 1977).

CHASE(1965) introduce el término *Complejo de Imataca* por considerar “ que la complejidad de la estructura, hace improbable que se logre la determinación de una sucesión inequívoca de formaciones dentro del conjunto”, y lo describe en el cuadrilátero Adjuntas – Panamo, como “una secuencia estratigráfica de gneises con intercalaciones de granito”. Tomado de BASTARDO, Adriana (2005).

Toda la zona en estudio se ubica en la franja de afloramientos del Complejo de Imataca, del Precámbrico Inferior del Escudo de Guayana (3.300-3.100 m.a.). Sin embargo, existen otros grupos de rocas en menor proporción, asociadas con estructuras muy complejas como la franja que aflora al Norte del puente sobre el río Claro, vía Km. 70, donde las rocas corresponden al gneis de Supamo y anfibolitas de Carichapo, la cual se interpreta como un sinclinal muy comprimido.

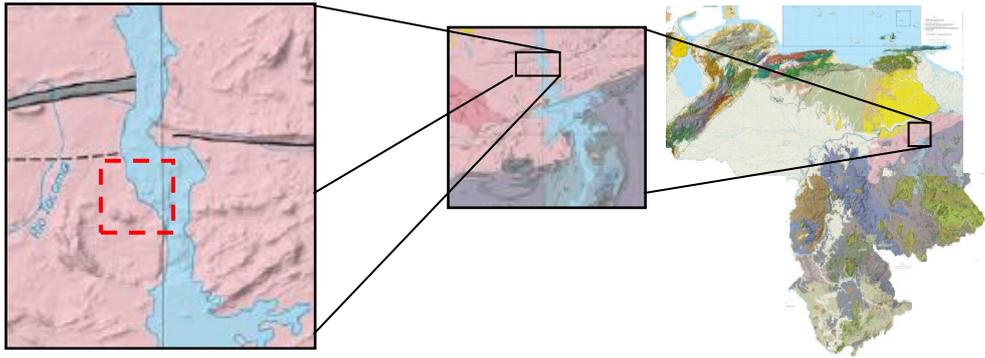


Figura 4.1 Ubicación de la zona de estudio dentro del complejo Imataca

4.1.1 Provincia Geológica de Imataca

Litológicamente La Provincia Imataca está formada por gneises graníticos y granulitas félsicas (60% - 75%), anfibolitas y granulitas máficas, y hasta ultramáficas (15% - 20%), Y cantidades menores complementarias de formaciones bandeadas de hierro, dolomitas, charnockitas, anortositas y granitos intrusivos más jóvenes y remanentes erosionales de menos metamorfismo y más jóvenes cinturones de rocas verdes.

En general se considera que la Provincia de Imataca está representada en la actualidad por un conjunto de metasedimentos y gneises graníticos plegados de forma compleja, e intrusiones de granitos posteriores: Las edades más antiguas detectadas alcanzan valores entre 3.500-3.600 m.a, que pueden corresponder a la edad del protolito, o sea, a las rocas originales previas al metamorfismo. Las rocas incluidas dentro de la Provincia de Imataca han sido denominadas Complejo de Imataca.

Unidad de gneises:

La unidad comprende rocas del Complejo de Imataca, el cual consiste en una faja de rumbo este-noreste de gneises félsicos y máficos, intercalados con estratos de formaciones de hierro, granítico s anfibolíticos y biótíticos, granulitas ácidas y básicas y diques Pegmatíticos.

Kalliokoski (1.965), en C.V.G. Técnica Minera C.A. (1.991), encontró en la zona norte del río Claro, gneises cuarzo microclino biótíticos, de grano fino a grueso, de color rosado a gris, con bandas ricas en feldespato potásico.

Unidad de cuarcitas ferruginosas:

Según Kalliokoski (1.965) en C.V.G. Técnica Minera C.A, las cuarcitas ferruginosas se originaron como precipitados químicos de óxidos de sílice y hierro, frecuentemente muestran estratificación composicional con láminas de pocos milímetros de espesor, compuesta por cuarzo casi puro que se alternan con capas más ricas en hierro. Geomorfológicamente constituyen colinas alargadas, con pendientes mayores al 70%, ínterestratificadas con rocas gnéisicas de menor resistencia a la erosión, que conforman los valles entre las filas de cuarcita, algo fracturadas, y con drenaje paralelo, poco denso. Los gneises graníticos son de color rojo, migmatítico o no migmatítico, foliados, bandeados, con biotita, cuarzo, feldespato potásico y plagioclasa, localmente contienen granate y sillimanita. La muscovita es común en los gneises migmatíticos y rara en los no migmatíticos. Las anfibolitas están representadas por esquistos altamente foliados con hornblenda y plagioclasa.

Los gneises biótíticos son rocas fuertemente foliadas, bandeadas y se componen de plagioclasa, cuarzo, biotita y grafito con escaso feldespato potásico. Otras litologías presentes incluyen formaciones de hierro laminadas o bandeadas, con cuarzo-magnetita y cuarzo-magnetita-ortopiroxeno; cuarcitas calco-silicatadas laminadas y granulitas máficas con ortopiroxeno, hornblenda o biotita.

Las bandas de formaciones de hierro afloran en unidades estratigráficas bien delimitadas, alternándose con unidades compuestas de granulitas félsicas y máficas. Localmente las bandas individuales son gradacionales a lo largo del rumbo, desde roca bien laminada a roca no laminada gruesamente cristalina; estas características pueden reflejar diferencias primarias de origen sedimentaria o bien el resultado de algún proceso de cristalización metamórfica.

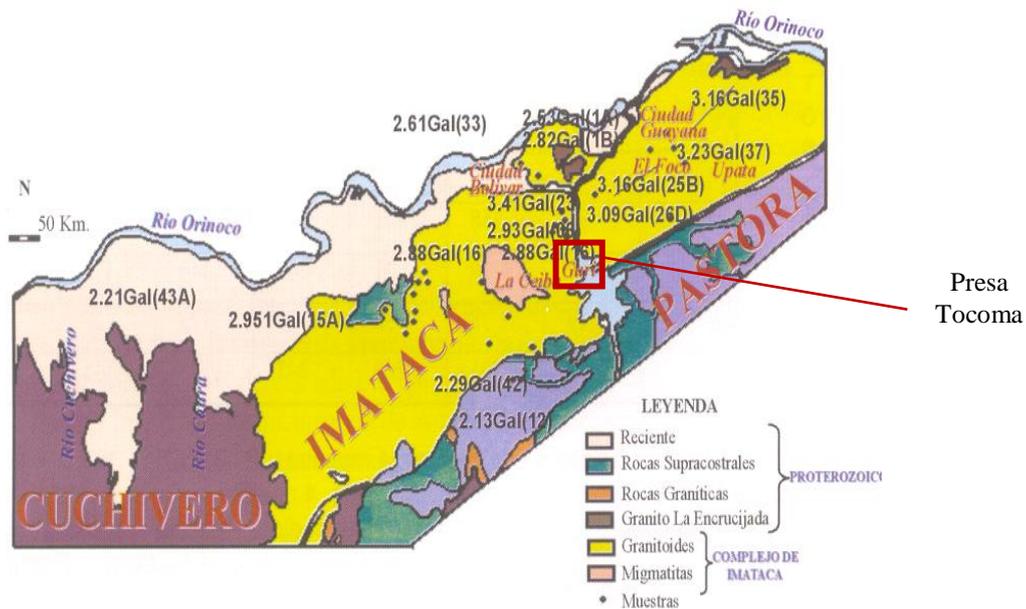


Figura 4.2 Edades Sn/Nd del protolito Complejo de Imataca (Texeira y otros 2000). Ubicación de la presa Tocoma dentro del Complejo de Imataca.

Dougan (1.972), menciona que en la zona de Los Indios – El Pilar, el complejo “es una secuencia estratificada de unos 5 Km. de espesor, compuesta principalmente de gneises cuarzo-feldespáticos, con gneis máficos subordinados”, incluyendo en su estudio geoquímico que “la secuencia original deducida de Imataca, es de Keewatin volcánico, caracterizado por la presencia de formaciones de hierro ftaníticas delgadas, a menudo menos de 1 m de espesor, que se intercalan con rocas volcánicas”.

PROMEDIO DE COMPOSICION QUIMICA DE ROCAS DEL COMPLEJO DE IMATAÇA								
		1	2	3	4	5	6	7
OXIDOS % en peso	SiO ₂	72,29	72,88	70,47	61,36	50,62	51,05	49,69
	TiO ₂	0,19	0,16	0,28	0,59	1,23	1,39	1,12
	FeO	1,12	1,19	1,45	6,08	13,41	13,15	13,52
	MnO	0,027	0,034	0,042	0,088	0,188	0,197	0,169
	MgO	0,4	0,47	0,33	2,68	7,19	6,6	6,89
	CaO	1,49	0,99	0,67	5,27	11,47	11,49	9,21
	K ₂ O	4,5	4,15	5,56	2,07	0,49	0,51	1,97
	Na ₂ O	4,26	5,19	4,69	3,82	1,35	1,39	2,46
	P ₂ O ₅	0,081	0,139	0,101	0,254	0,402	0,392	0,92
ELEMENTOS TRAZA	Ba	655	589	884	412	74	120	466
	Co	3	6	4	25	67	48	55
	Cr	8	13	12	271	469	168	663
	Cu	8	27	6	34	86	80	128
	Li	32	22	34	18	12	13	9
	Ni	3	5	7	47	244	47	137
	Pb	27	25	28	21	16	17	21
	Rb	127	81	142	37	8	11	123
	Sr	95	158	141	276	177	165	369
	V	13	10	21	65	146	173	136
	Zn	19	38	36	74	125	126	87
	Zr	285	301	260	242	135	145	149

1- Granulitas félsicas ácidas de color rojo; 4 muestras; 2 Granulitas félsicas ácidas de color verde; 4 muestras; 3- Gneises Graníticos, 4 muestras; 4 - Granulitas félsicas intermedias , 5 muestras; 5 Granulitas Hornabléndicas máficas, 4 muestras; 6- Anfibolitas, 2 muestras; y 7 - Granulitas Bioticas máficas, 4 muestras. Promedios calculados de DOUGAN (1.977 , Tabla II).

Figura 4.3. PROMEDIO DE LA COMPOSICIÓN QUIMICA DE ROCAS DEL COMPLEJO DE IMATAÇA (Tomado de Dougan, 1.967)

4.2 Geología Estructural.

El complejo se caracteriza por estructuras en forma de anticlinales bien desarrollados, y sinclinales mal definidos, con rumbo E-NW. Sin embargo, hacia la porción occidental del complejo, se desarrollan domos equidimensionales, muchos de ellos orientados N-S; con tendencias estructurales dominantes N-W al norte y N60°-70° E al sur, mas o menos paralela a la falla de Gurí, registrándose seis o más dominios tectónicos, separados entre si por grandes fallas mayores, del tipo corrimiento. Plegamiento isoclinal y replegamientos mas abiertos. Por lo cual, los conjuntos del Complejo de Imataca están intensamente metamorfizados, que varían en general desde la anfibolita hasta la granulita piroxenica. (PDVSA-INTEVEP, 1997). Tomado de BASTARDO, Adriana (2005).

Las características estructurales dominantes en el Complejo de Imataca son anticlinales alargados de doble declive, con rumbo aproximado N 70° E, de hasta 30 Km de longitud de nariz a nariz y anchura de hasta 6 Km (Chase, 1965). Figura 4.5. Se muestra la localización de las estructuras principales en Imataca cercanas al Central Hidroeléctrica Tocoma. (Tomado de Rodríguez, P. 2006).

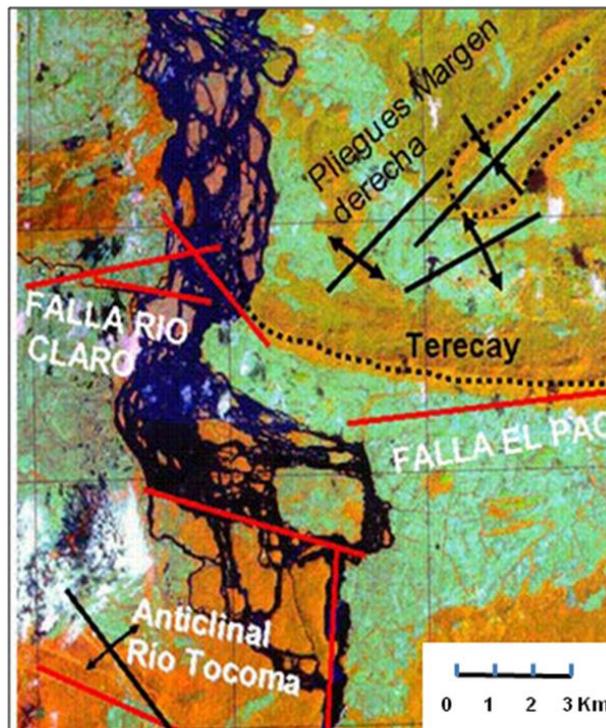


Figura 4.5. Imagen de infrarrojo con estructuras geológicas predominantes a nivel regional / local. Tomado de Carpio (2005)

El patrón estructural de Imataca es bastante complicado debido a la presencia de pliegues anticlinales alargados, con rumbo casi paralelo a la zona de la falla de Guri al este del Río Caroní y pliegues con rumbo noroeste al oeste del mismo río.

Existen dos fallas principales y sistemas de fallas menores que cortan las rocas del complejo de Imataca. Según Kalliokoski (1965) las fallas de El Pao y Ciudad Piar – Guri, así como también la falla de Río Claro son de tipo transcurrentes.

4.2.1.- Falla de El Pao

La estructura geológica principal es la falla El Pao, que se proyecta desde el delta del Orinoco hasta el río Claro del lado izquierdo de Tocoma. La extensión de esta falla es de 200 Km., con un ancho de unos siete kilómetros aguas arriba del sitio de presa.

La falla de El Pao es sub-paralela a la falla de Guri y tiene su mejor desarrollo entre la población de El Pao y el frente de trabajo El Paraíso; Según Sosa (1.977), la falla se extiende por unos 200 Km. desde el Delta del Amacuro hasta el río Caroní.

La falla de El Pao y el alineamiento del río Caroní rondan los límites del bloque de El Pao. La falla atraviesa de Suroeste o Noreste a través del complejo de Imataca, puede seguirse por unos 10 Km. donde se pierde en un área estructural mente compleja.

Esta falla es transcurrente lateral izquierda y su actividad cesó por lo menos hace 200 ma. (Triásico), edad en la cual fueron emplazadas las intrusiones de diques de dolerita, las cuales no presentan ni metamorfismo ni trituración.

4.2.2.- Fallas Menores del Complejo de Imataca

4.2.2.1.- Fallas Este - Oeste:

Una falla con rumbo este - oeste vertical cruza la carretera, al norte del Caporal. La pista deja al descubierto una zona de rocas cizalladas y parcialmente recristalizadas de 100m de anchura. Se desconoce la extensión lateral de la falla

4.2.2.2.- Fallas Norte - Sur:

Una falla de rumbo Norte - Sur de buzamiento vertical y 45°W con una zona milonítica de varios metros de ancho, desplaza capas del sinclinal de Santa Gertrudis, al sur de El Retumbo. La zona milonítica aparece en el lecho de un afluente del río Caruachi. En una localidad se observa una alineación vertical proporcionada por estrías en las superficies de foliación y por arrugas menores. La falla puede seguirse por dos kilómetros de distancia. La alineación sugiere que la falla es normal, pero se desconoce el sentido del desplazamiento.

Numerosas fallas pequeñas desplazan las formaciones de hierro del Complejo de Imataca en algunas decenas o centenares de metros. Raras veces afloran las zonas de cizallamiento. La pseudo-taquilita observada en gneis, 4 Km. al oeste de. El Lindero, posiblemente se relaciona con una de estas fallas.

4.3 Geología Local.

Para la descripción de la geología local de la zona se tomaron como referencia los trabajos previos más recientes realizados para la construcción de la Proyecto Tocomá.

Carpio.E, (2005), en el estudio realizado al macizo rocoso determino que las condiciones generales litológicas presentes en el Proyecto Tocomá correspondientes al Complejo de Imataca: son de características predominantemente de tipo “gneis cuarzo feldespático con variaciones en la cantidad de epidotos, biotitas y granate, y en menor proporción anfíbolitas piroxénicas y esquistos, anfíbolíticos hacia la zona norte”.

La litología varía de una a otra margen del río de la siguiente manera:

Tabla N° 12. Litologías correspondientes a ambas márgenes del río Caroní. Tomado de Rodríguez, P. (2006).

Margen Derecha del río	Margen izquierda del río
Cuarcitas ferruginosas	Gneis granítico
Gneis granítico	Anfibolitas
Anfibolitas	Intrusiones de cuarzo ahumado
	Pegmatitas félsicas

Debido a la resistencia elevada que posee la cuarcita ferruginosa, ésta se ubica hacia las partes más elevadas, mientras que la litología menos resistente como lo es el gneis, ocupa los lugares inferiores en estas estructuras.

“El gneis es de grano medio, de tipo rosado (alta cantidad de feldespatos potásicos) variando hacia condiciones más grisáceas en algunas partes. La variedad del gneis rosado puede confundirse fácilmente con migmatitas. La anfibolita es de grano medio, de color verdoso oscuro y se encuentra de forma intrusiva dentro del gneis.

Los bloques de litología gnéisica granítica son muy abundantes, y varían de tamaño entre unos pocos centímetros hasta unos 6 metros de diámetro. Son bloques rodados por la acción del río y pueden encontrarse en cantidad considerable. Debido a la meteorización los bloques están rodeados por una capa negruzca delgada que cubre la roca intacta”. (Rodríguez P. 2006)

En cuanto a la Geología estructural, Rodríguez P.(2006), indica que en la margen derecha del proyecto, se observan los pliegues denominados como “pliegues de Tocomá” por Kalliokoski (1965) de dirección este-oeste que corren paralelamente a la falla El Pao. Se identifican 2 anticlinales separados por un sinclinal. La cordillera Terecay forma parte de este plegamiento, su núcleo está constituido por cuarcitas ferruginosas intercaladas con alineamientos de gneises feldespáticos.

4.4 Geomorfología

El sitio de construcción de la presa de Tocomá se caracteriza por tener el río un lecho rocoso de superficie llana a una cota de 80 a 90 m.s.n.m. donde sobresalen un conjunto de islas cortadas por canales, algunos alcanzan hasta 30 m. de profundidad; siendo las principales las de Carrizal y La Pollera. Estos canales en su mayoría están asociados con fallas geológicas locales y/o regionales; otros fueron formados por erosión mecánica, sin relación con fallas.

La característica geomorfológica más llamativa es el relieve del banco izquierdo del Río Caroní, el cual es mucho más suave que el banco derecho; esta circunstancia ha permitido mayores facilidades para la construcción de las carreteras, ferrocarriles y líneas de transmisión en la margen izquierda.

El río muestra un lecho de muchas islas y peñones, y ambas márgenes han desarrollado extensos planos aluviales rodeados de una topografía moderada de sabanas onduladas y colinas con afloramientos de gneis de aspecto macizo, cruzarlos por diversos sistemas de diaclasas; al pie de estas colinas se observan residuos arcillo-limosos a limo-arcillosos; interrumpidos por filas aisladas compuestas de cuarcitas ferruginosas.

El perfil de meteorización de estos materiales se ha desarrollado en varios niveles, debido a las diferentes condiciones físicas de las rocas, que van de suelos coluviales, pasando por suelos aluviales y residual es, a roca descompuesta blanda o roca meteorizada dura, o simplemente a roca fresca, con sus respectivos adjetivos que definen la calidad de la roca como: ligera, alta a moderadamente fracturada, entre otros.

CAPITULO V

MARCO TEORICO

V.1 CONCEPTOS BASICOS

5.1 Origen y Formación de los suelos.

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, por lo tanto los suelos no son más que sedimentos no consolidados formados por la desintegración mecánica y descomposición química de las rocas preexistentes por la acción de agentes exógenos. En mecánica de suelos se conoce como todo material de la corteza terrestre fácilmente removible por medios naturales o mecánicos de poca intensidad.

Cuando el suelo permanece *in situ* sin ser transportado se le conoce como **suelo residual**, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina **suelo transportado**



Figura 5.1 Proceso que intervienen en la formación de los suelos. (González de Vallejo 2002)

5.2 Descripción y clasificación de suelos.

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), la clasificación de un suelo se basa en las propiedades ingenieriles del mismo, como son las características granulométricas y del índice de plasticidad.

En cualquier masa de suelo el tamaño de los granos varía considerablemente, teniendo:

- **Gravas:** Partículas cuyo tamaño de diámetro es mayor a los 4,750 mm. Se caracterizan porque los granos son observables directamente, no retienen el agua debido al espacio existente entre las partículas.
- **Arenas:** Partículas cuyo tamaño de diámetro varía entre 4,750 mm y 0,075 mm. Aun se pueden observar a simple vista, cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
- **Finos:** Partículas cuyo tamaño de diámetro es menor a los 0,075 mm. En este grupo entran los limos y las arcillas, las primeras retienen el agua mejor que los tamaños superiores pero la misma se desprende con facilidad, mientras que las arcillas poseen una capacidad de retención de agua muy grande debido a su estructura interna constituida principalmente por minerales silicatados, por lo que son generalmente los materiales más problemáticos. (Vallejo 2002)

Partiendo de esto los suelos se pueden clasificar en:

- Suelos granulares; se dividen en gravas y arenas.
- Suelos finos; se dividen en limos y arcillas.
- Suelos orgánicos.

Pero para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la proporción de cada material fino y grueso que este posee. Primeramente hay que conocer a través del análisis granulométrico, que para los suelos

granulares y finos se establece como valor de separación (vía seca) el tamiz número 200, lo que equivale a un tamaño de grano de 0,075 mm.

Para los suelos granulares, el tamiz de separación utilizado para separar las gravas de las arenas (vía seca) es el número 4, que equivale a 4,750 mm y para suelos finos el tamaño límite de diferenciación es 0,030mm los cuales se pueden separar por análisis hidrométricos (vía húmeda).

Las curvas granulométricas sirven para determinar la gradación de los suelos:

Un suelo bien gradado es un suelo mal escogido.

Un suelo mal gradado es un suelo bien escogido.

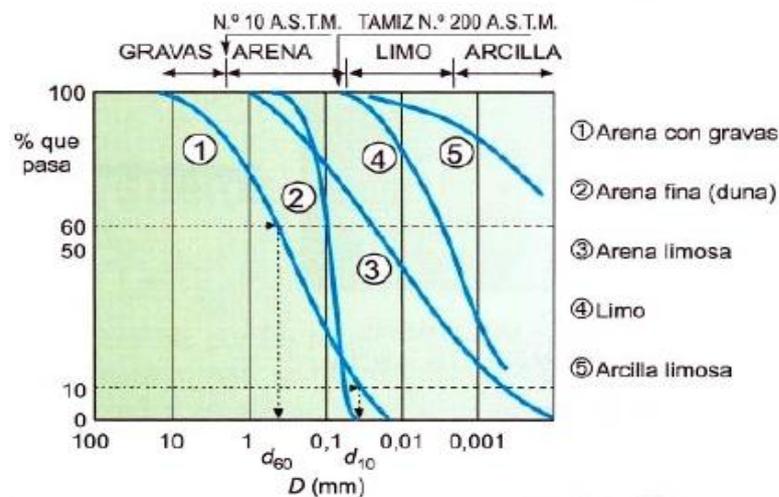


Figura 5.2 Curva granulométrica de un suelo. Relación % del material que pasa por el tamiz entre el diámetro del tamiz. (González de Vallejo 2002.)

5.3 Conceptos Generales

Todas las sustancias reales se deforman bajo la acción de una fuerza. Algunos materiales recobran su forma original cuando se suprime la fuerza, mientras otros permanecen más o menos deformados. Un material perfectamente elástico es aquel que recobra exactamente su forma original cuando se suprimen las fuerzas deformadoras; mientras que un material perfectamente plástico es aquel que no la recupera en absoluto. Muchas sustancias son casi perfectamente elásticas hasta una cierta deformación máxima, pero no recobran completamente su forma si la deformación pasa de este límite, que se conoce con el nombre de límite elástico.

5.3.1 El Esfuerzo

El esfuerzo es la fuerza por unidad de superficie, es decir, se conoce como esfuerzo unitario a la fuerza por unidad de área. En un suelo, el esfuerzo puede imaginarse como la fuerza existente en el esqueleto mineral por unidad de área del suelo.

Si un cuerpo está sometido a compresión, se produce fenómenos análogos en cualquier sección transversal, salvo que se trata de una fuerza de empuje, en lugar de una tracción, ejercida sobre la sección. La parte del cuerpo situada a cada lado de la sección ejerce un empuje sobre la otra parte. El esfuerzo se define del mismo modo, como razón de la fuerza, y se denomina esfuerzo de compresión.

5.3.2 Deformación.

La deformación se refiere a la variación relativa de la forma o dimensiones de un cuerpo cuando está sometido a esfuerzo. A cada tipo de esfuerzo corresponde un tipo de deformación unitaria. Existen dos tipos de deformación:

1. Deformación unitaria por tensión es la razón del aumento de longitud a la longitud inicial.

$$\frac{\lambda l}{l_0} = \frac{l - l_0}{l_0}$$

l_0 : longitud inicial

l : longitud final

$\frac{\lambda l}{l_0}$: deformación unitaria

2. Deformación unitaria por compresión es la razón de la disminución de la longitud a la longitud original

5.3.3 Módulo elástico.

Se llama módulo elástico a la razón de un esfuerzo con su correspondiente deformación unitaria, y siempre que no se sobrepase el límite elástico se encuentra experimentalmente que, esta razón es constante y característica para un material dado. En otras palabras el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación, o es una función lineal de ella (si no se sobrepasa el límite elástico). Esta relación lineal entre esfuerzo y deformación unitaria constituye la *ley de Hooke*.

5.3.4 Modulo de Young.

El Modulo de Young es la razón del esfuerzo de tracción a la deformación unitaria por tensión, es igual a la razón del esfuerzo de compresión a la deformación unitaria por compresión, se designa por la letra Y.

$Y = (\text{esfuerzo de tensión}) / (\text{deformación unitaria por tensión})$

$Y = (\text{esfuerzo de compresión}) / (\text{deformación unitaria por tensión})$

O bien:

$$Y = \frac{F/A}{\lambda l/l_0}$$

5.3.5 Coeficiente de compresibilidad, k:

$$\kappa = -\frac{1}{\lambda \rho} \frac{\lambda V}{V_0}$$

La razón $\frac{\lambda V}{V_0}$ es la variación unitaria de volumen. Por consiguiente el

coeficiente de compresibilidad de una sustancia puede definirse como la variación unitaria de volumen por unidad de incremento de presión.

En términos estrictos, un módulo elástico queda definido como la razón de un cambio infinitesimal del esfuerzo a la variación correspondiente de la deformación. Así la fuerza que alarga una barra se aumenta de F a F +dF, produciendo un incremento de la longitud de l a l + dl, el módulo de Young se define como:

$$Y = \frac{dF/A}{dl/l} = \frac{l/A}{dF/dl}$$

Análogamente, el módulo de rigidez es:

$$M = \frac{dF/A}{dx/l} = \frac{l/A}{dF/dx}$$

El módulo de compresibilidad se transforma en:

$$B = -\frac{dp}{dV/V} = -V \frac{dp}{dV}$$

Y el coeficiente de compresibilidad, en

$$\kappa = -\frac{1}{V} \frac{dV}{dp}$$

Usemos como ejemplo una barra metálica sometida a esfuerzo de tracción creciente, esta encuentra experimentalmente que la deformación unitaria varía según indica la figura 5.3. La primera parte de la curva, desde O hasta A, es una recta. Esto es, en esta región existe una relación lineal entre el esfuerzo y deformación unitaria, y el material obedece a la ley de Hooke. Si el esfuerzo no excede del valor correspondiente al punto A, la probeta recobra su longitud inicial cuando se suprime aquél. En otras palabras, la porción de curva desde O hasta A corresponde a la región de elasticidad perfecta.

Si el esfuerzo se aumenta hasta el valor correspondiente al punto B y después se suprime, la probeta no recobrará su longitud original, sino que conserva su deformación permanente. El punto A corresponde al *límite elástico* del material. Los materiales reales pueden presentar algunas pequeñas irregularidades en este punto (que se omiten por razón de sencillez). Finalmente cuando el esfuerzo aumenta lo suficiente, la probeta se rompe en el punto C.

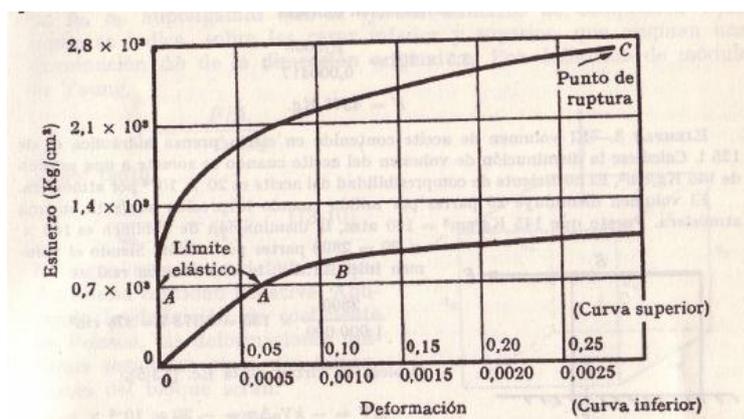


Figura 5.3 (Francis W. Sears 1967)

5.3.6 Coeficiente de Poisson.

Cuando un material se somete a tensión, no solo se alarga en dirección de la fuerza aplicada, si no que sus dimensiones transversales disminuyen. La razón de la deformación unitaria transversal a la longitudinal se denomina coeficiente de Poisson y se representa por la letra σ

$$\sigma = -\frac{\lambda w/w_0}{\lambda l/l_0}$$

Supongamos un bloque con la forma de un paralelepípedo recto regular, cuyas dimensiones son a_0 , b_0 , c_0 . Supongamos que se ejerce esfuerzos de compresión F/A , sobre las caras inferior y superior, que originan una disminución de λa de la dimensión original a_0 . Por definición de modulo de Young:

$$Y = \frac{F/A}{\lambda a/a_0}$$

Y por lo tanto,

$$\frac{\lambda a}{a_0} = -\frac{F}{AY}$$

Aplicando la definición de coeficiente de poisson, las deformaciones unitarias según las otras dos dimensiones del bloque serán:

$$\frac{\lambda b}{b_0} = -\frac{\sigma \lambda a}{a_0} = \frac{\sigma F}{AY}$$

$$\frac{\lambda c}{c_0} = -\frac{\sigma \lambda a}{a_0} = \frac{\sigma F}{AY}$$

Las cantidades λb y λc son positivas, esto es, las dimensiones transversales aumentan

El volumen V del bloque sometido a tales esfuerzos será:

$$V = (a_0 + \lambda a) (b_0 + \lambda b) (c_0 + \lambda c)$$

$$V = (a_0 \lambda b \lambda c + b_0 \lambda c \lambda a + c_0 \lambda a \lambda b) + (\lambda a \lambda b \lambda c)$$

Puesto que λa , λb , λc son pequeños, pueden despreciarse los dos últimos paréntesis. El volumen V_0 es igual $a_0 b_0 c_0$, de forma que la variación de volumen

$$\lambda V = (a_0 b_0 \lambda c + b_0 c_0 \lambda a + a_0 c_0 \lambda b)$$

Dividiendo por V_0 se obtiene:

$$\frac{\lambda V}{V} = \frac{\lambda a}{a_0} + \frac{\lambda b}{b_0} + \frac{\lambda c}{c_0}$$

Si ahora el mismo esfuerzo de compresión F/A actúa sobre los restantes pares de caras del bloque de forma que el bloque es sometido a un esfuerzo F/A , hacia el interior, sobre sus seis caras. De otra manera, sobre el bloque se ejerce una presión hidrostática uniforme $\lambda p = F/A$. El esfuerzo sobre cada par de caras opuestas origina la variación relativa de volumen que sobre el primer par, de modo que el cambio total de volumen es tres veces mayor que él debido a un esfuerzo de compresión único, es decir:

$$\frac{\lambda V}{V_0} = -3(1 - 2\sigma) \left(\frac{F}{AY} \right)$$

Como; $\frac{F}{A} = \lambda p$ entonces

$$\frac{\lambda V}{V_0} = -3(1 - 2\sigma) \left(\frac{\lambda p}{Y} \right) \quad [1]$$

Luego el módulo de compresibilidad $B = -\frac{dV}{dV/V} = -V \frac{dp}{dV}$

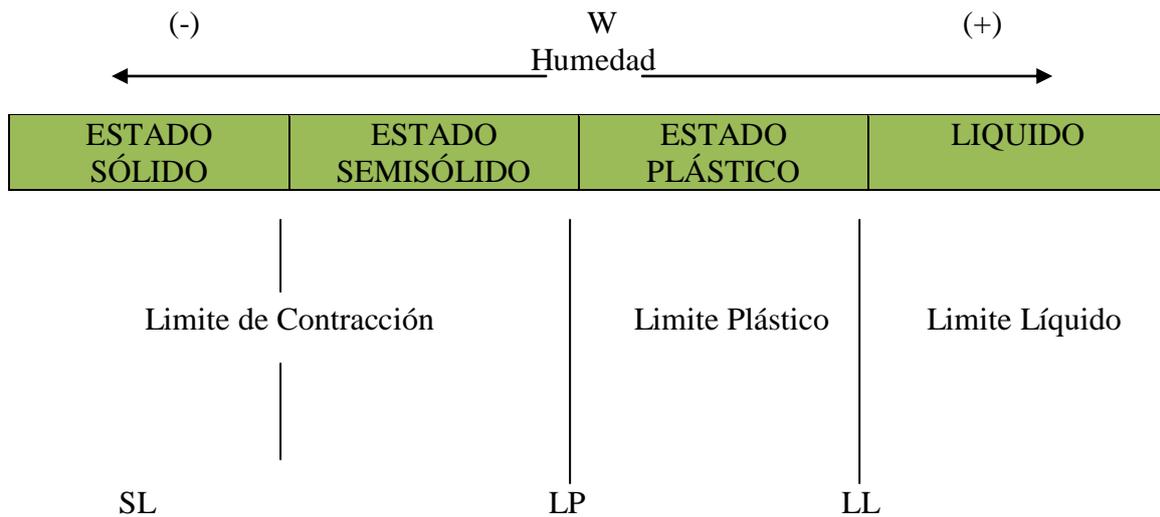
$$B = -\frac{\lambda p}{\lambda V/V_0} \quad [2]$$

De donde combinando [1] y [2], resulta:

$$B = \frac{Y}{3(1 - 2\sigma)}$$

5.4 Límites de Atterberg

Cuando un suelo arcilloso (fino) se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca en forma gradual, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido. A este respecto, Atterberg definió tres límites el de retracción o consistencia que separa el estado sólido seco y el semisólido, *el límite plástico*, W_p , que separa el estado *semisólido del plástico* y el *límite líquido*, W_L , que separa el estado plástico del semilíquido. (Braja D 2002)



Los límites de consistencia consisten en hacer ensayos para determinar el límite plástico y el límite líquido. Estos ensayos indican los valores de humedad en los cuales los suelos finos cambian de estado.

Límite Líquido (LL).

Se define como el valor de la cantidad de agua en porcentaje donde el suelo cambia de estado líquido al estado plástico o viceversa. Se determina por medio de la cuchara de Casagrande donde un orificio de 1/2 pulgada en la muestra se cierra al aplicar 25 golpes.

Límite Plástico (LP).

Se define como el contenido de agua en porcentaje donde el suelo cambia de un estado plástico a un estado semisólido o viceversa. Se determina cuando se desmorona la muestra al moldearla como un rollito de con 1/8 pulgadas de diámetro.



Figura 5.4 Cuchara de Casagrande



Figura 5.5. Determinación del Límite Plástico

Límite de Contracción (SL).

Se define como el contenido de agua en porcentaje para que un suelo semisólido cambie a un estado sólido (cambio de estado), o bien como el contenido de agua para el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de humedad. La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como **índice de plasticidad (PI)**.

$$PI = LL - LP$$

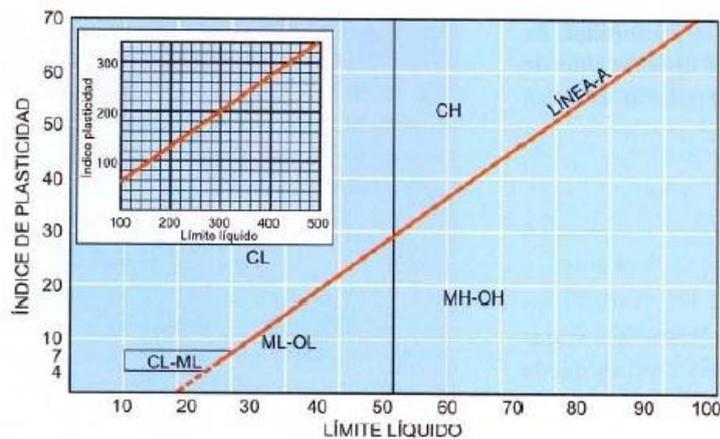


Figura 5.6 Carta de plasticidad de Casagrande. (González de Vallejo 2002).

Casagrande definió los que los suelos con $W_L > 50$ son de “alta plasticidad” (admiten mucho agua, pueden experimentar deformaciones plásticas grandes, etc.); por debajo de este valor los suelos se consideran de “baja plasticidad”. También definió una **línea A** que resulta paralela a la dirección con que, en esa carta, se ordenan las muestras de un mismo terreno. (Braja D 2002).

Se definen así, varios tipos de suelo:

- Arcillas de baja plasticidad (CL).
- Arcillas de alta plasticidad (CH).
- Limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML – OL).
- Limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH – OH).

Esta herramienta es de gran importancia ya que, por ejemplo, conociendo el límite líquido (LL) se puede calcular el coeficiente de compresibilidad de un suelo a partir de la ecuación clásica de Terzaghi:

$$C_c = 0,009 (LL - 10)$$

Conocer el coeficiente de compresibilidad de un suelo es un arma indiscutible para estimar asentamientos y/o deformaciones. En geotecnia se debe tener siempre presente que a mayor índice de plasticidad mayor será la compresibilidad lo que implica una mayor deformación volumétrica.

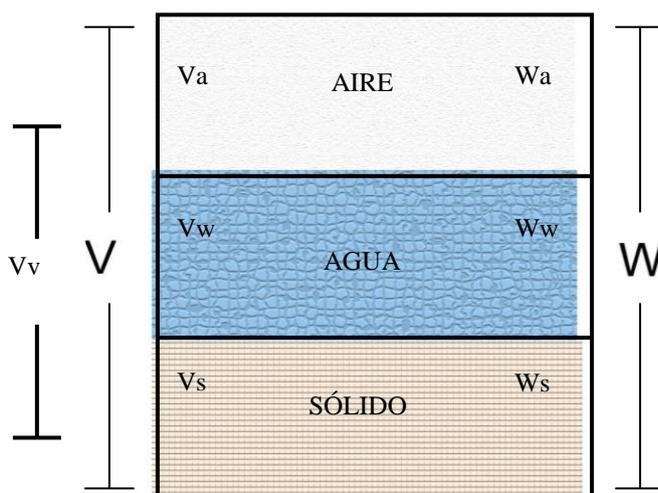
5.5 Estado de los suelos.

Para definir el estado inicial de un suelo se intenta determinar en primer lugar la concentración relativa de sólidos, volumen relativo de huecos o espacios vacíos y el contenido relativo de agua en un volumen elemental representativo de un punto o zona del suelo. Uno de los primeros índices para definir el estado del suelo son **la porosidad, n** (relación entre el volumen de espacios vacíos y el volumen total) y el **índice de huecos o de poros, e** (relación entre el volumen de huecos y el volumen de sólidos). (Vallejo 2002).

$$n = (e / 1 + e) * 100$$

5.5.1 Fases o componentes de una masa de suelo.

Un elemento típico de suelo contiene tres fases diferenciadas: Sólida (partículas minerales), líquida (agua), gaseosa (aire).



W = Peso total del suelo.
 W_a = Peso total del aire.
 W_w = Peso total del agua.
 W_s = Peso total del sólido.

V = Volumen total del suelo.
 V_v = Volumen de vacíos.

V_a = Volumen del aire.

V_w = Volumen del agua.

V_s = Volumen del sólido.

Para estimar la concentración relativa de sólidos y agua se utilizan varios parámetros:

- **Peso específico de partículas, G** , es la densidad de los granos entre la densidad del agua a una temperatura específica.
- **Peso unitario seco, γ_d** , es la relación entre el peso de sólidos de la muestra (sin considerar el agua) y el volumen aparente que ocupan.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

- **Peso unitario sumergido, γ_b** , es la relación entre el peso de sólidos más el peso de agua de los huecos (suponiendo un suelo saturado), y el volumen aparente del elemento de referencia.

$$\gamma_b = \gamma_t - \gamma_w$$

- **Peso unitario del sólido, γ_s** , es la relación entre el peso de la muestra y el volumen aparente de la misma.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

- **Peso unitario del agua, γ_w** , es el fluido intersticial.

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

- **Humedad, W** , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el peso de sus sólidos.

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

- **Grado de saturación, S** , un suelo se considera saturado cuando está por debajo de nivel freático. Es la relación entre el volumen del agua y el volumen de los espacios vacíos.

$$S = \frac{W_s}{V_v} * 100, S < 1$$

- **Relación de espacios vacíos, e** , relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra.

$$e = \frac{V_s}{V}$$

5.5.1.2 Ecuaciones de fases

$$G * W = S * e$$

$$y_t = \frac{y_w(G * S e) y_w}{1 + e}$$

$$y_t = \frac{y_w(G * S e) y_w}{1 + e}$$

5.5.1.3 Propiedades de estado de suelos finos.

Suelos finos	Índice de fluidez, I_L	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy blandos	1,00-0,80	< 1,40	> 55	> 1,30
Blandos	0,80-0,65	1,40-1,55	40-55	1,0-1,3
Consistencia media	0,65-0,40	1,55-1,70	25-40	0,7-1,0
Duros	0,40-0,25	1,70-1,80	15-25	0,5-0,7
Muy duros	< 0,25	> 1,80	< 15	< 0,5

Figura 5.7 Tabla de propiedades de estado de suelos finos. (González de Vallejo 2002)

5.6 Esfuerzos Efectivos.

Como se ha dicho anteriormente el suelo consta de un conjunto de partículas entre las que existen huecos o poros, en general el suelo puede poseer tres fases distintas: Fase sólida (**partículas**), fase líquida (**agua** rellenando total o parcialmente los poros), fase gaseosa (**aire** ocupando total o parcialmente los poros). (Vallejo 2002)

Por lo tanto se debe tener en consideración algunos conceptos como:

- **Compresibilidad:** Consiste en la reducción de volumen de poros, o lo que es lo mismo en una reordenación de partículas hacia una estructura más densa, dejando menos espacio entre ellas. Si el suelo se encuentra saturado, la reducción de su volumen de huecos irá necesariamente asociada a la expulsión del mismo volumen de agua. (Vallejo 2002).
- **Hinchamiento:** Consiste en el aumento del volumen de poros, es decir en una reordenación de sus partículas en una estructura más abierta, con más espacio entre ellas. De nuevo, en el caso de saturación completa, el aumento del volumen de huecos irá asociado a la absorción de un volumen igual de agua, captada del suelo saturado circundante. (Vallejo 2002).

5.7. Deformaciones del suelo (s = esfuerzo; e = deformación)

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que éste soporta. Las deformaciones pueden ser:

- **Deformación elástica:** El suelo puede recobrar forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.
- **Deformación plástica:** Se da el corrimiento de la masa del suelo pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene igual.
- **Deformación compresiva:** En este caso, existe reducción de volumen en el suelo sometido a carga, y la deformación se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por CONSOLIDACIÓN o por COMPACTACIÓN, siendo esta última la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles, es decir, la eliminación de los espacios vacíos y

reducción del contenido de agua de manera sistemática, reduce las posibilidades de que el suelo se deforme o cambie su volumen tras la aplicación de los esfuerzos.

5.7.1 Evaluación de asentamientos.

La *consolidación* impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos. Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas altas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse tras un tiempo importante después de terminada la obra.

5.7.2 Análisis de asentamientos.

Pueden considerarse dos casos: asentamientos por una sobrecarga en un área infinita, o asentamiento por sobrecarga en un área de tamaño finito. Lo anterior se define según la extensión del área cargada en comparación con el espesor de la capa de subsuelo que se considera deformable.

Para el caso de un área cargada de extensión infinita, según Terzagui, las deformaciones y el flujo de agua se dan en una dimensión que es la dirección vertical, e interesa la permeabilidad vertical del suelo. En este caso se considerará el efecto de la sobrecarga constante a cualquier profundidad del terreno deformable.

Para el segundo caso, cuando el área cargada es pequeña como suele darse en el caso de una zapata, es evidente la deformación tridimensional del subsuelo. Esta evaluación se hará teniendo en cuenta la variación del esfuerzo en profundidad y la rigidez o flexibilidad de la cimentación causante de la sobrecarga.

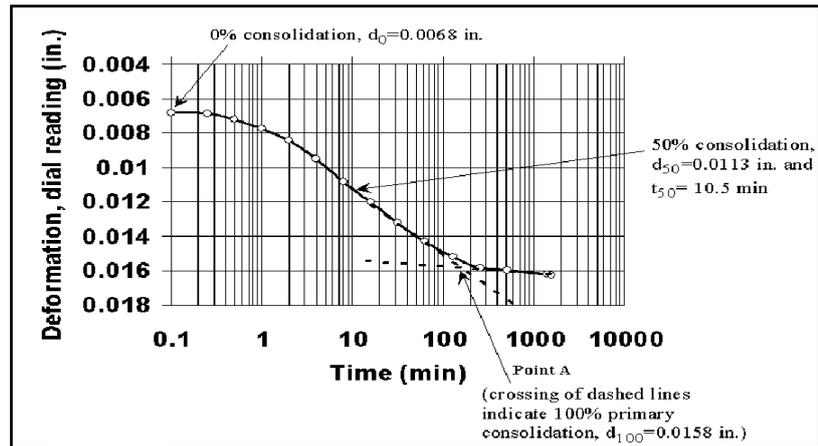


Figura 5.8 Curva que relaciona P (presión vertical) y e (espacios vacíos). (Allan Scout 1998)

5.7.3 Consolidación.

La teoría de la consolidación, se basa principalmente, en estudios realizados por Terzaghi y Frölich, quienes dieron una solución rigurosa a los problemas relacionados con la rata de consolidación en estratos de arcilla, lo cual permitió el desarrollo de La Moderna Ciencia de la Mecánica de Suelos al proponer la teoría de que “la presión sobre el agua contenida en los poros de un suelo influye sobre muchos de los fenómenos importantes, tales como la resistencia al corte de las arcillas y los asentamientos de las estructuras”.

5.7.3.1 Características de la Curva de Consolidación

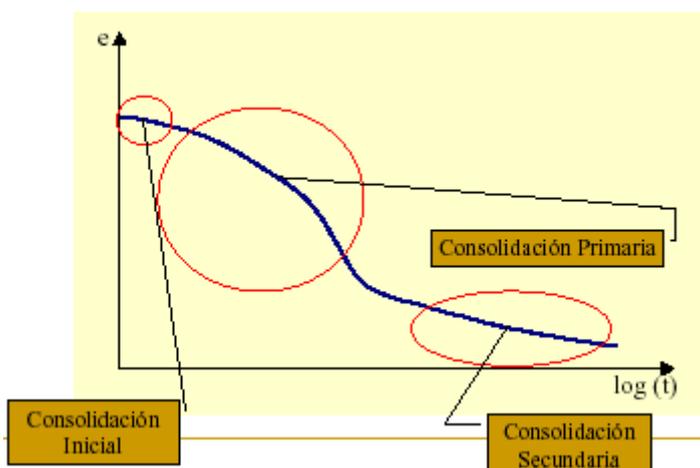


Fig. 5.9 Curva de consolidación (Poblete, M 2006).

- Consolidación Inicial: Reducción de vacíos por eliminación del aire.
- Consolidación Primaria: Reducción de vacíos por eliminación de agua.
- Consolidación Secundaria: Reacomodamiento de las partículas sólidas.
- La velocidad de la consolidación del suelo se caracteriza por medio del Coeficiente de Consolidación (C_v). Donde C_v no es constante durante la consolidación y dependerá de la sobrecarga aplicada y de la permeabilidad del suelo.

5.7.4 Tipos de consolidación.

- **Primaria**, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos. Según Terzaghi (1925), en general, las causas de estas inclinaciones y asentamientos son los “escurrimientos” de los materiales suaves, por expulsión del agua de sus poros, es decir, por la disminución de su espesor con el aumento de los asentamiento.
- **Secundaria**, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua. Por lo que, la velocidad de compresión secundaria depende de las propiedades físico – químicas del suelo y es independiente de su espesor.

Arcillas Pre-consolidadas: Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura. Normalmente las arcillas pre-consolidadas se reconocen por tener un porcentaje de Humedad Natural (w) menor que su porcentaje de Limite Líquido. (Beltrán H. y Olivares T. 2000)

$$W < LL$$

Arcillas Normalmente Consolidadas: Es aquella que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Esta es más compresible.

Si la presión efectiva de sobrecarga de un estrato prototipo del suelo, del cual se ha tomado una muestra sin perturbar, es igual a la carga de pre-consolidación, se dice que el suelo está normalmente cargado. Si la carga de pre consolidación es sustancialmente mayor que la presión efectiva de sobrecarga se dice que el suelo está pre-cargado.

Para calcular la presión efectiva en un estrato es necesario tener en cuenta, la profundidad de ese estrato bajo la superficie, la densidad de los estratos que están sobre él, y el nivel del agua. En nuestro caso, es importante mencionar que el estudio se hará sin la presencia del agua, por lo que las presiones efectivas y totales son iguales. (Beltrán H. y Olivares T. 2000)

5.7.4.1 Velocidad de consolidación

El asentamiento de una estructura puede tardar mucho tiempo; puede ser de una rata de diez o cientos de años para completarse. Este período depende de la permeabilidad del suelo, del espesor del estrato comprimible, y de que el agua pueda escapar por ambos lados o uno solo (arriba o abajo) de ese estrato de arcilla.

En la siguiente figura se muestra el grado de consolidación primaria y secundaria vs el factor tiempo tomando en cuenta:

- La línea de compresión secundaria representa un Flujo Viscoso.
- La línea de compresión primaria que corta la línea de Flujo Viscoso en un tiempo t que depende de H^2

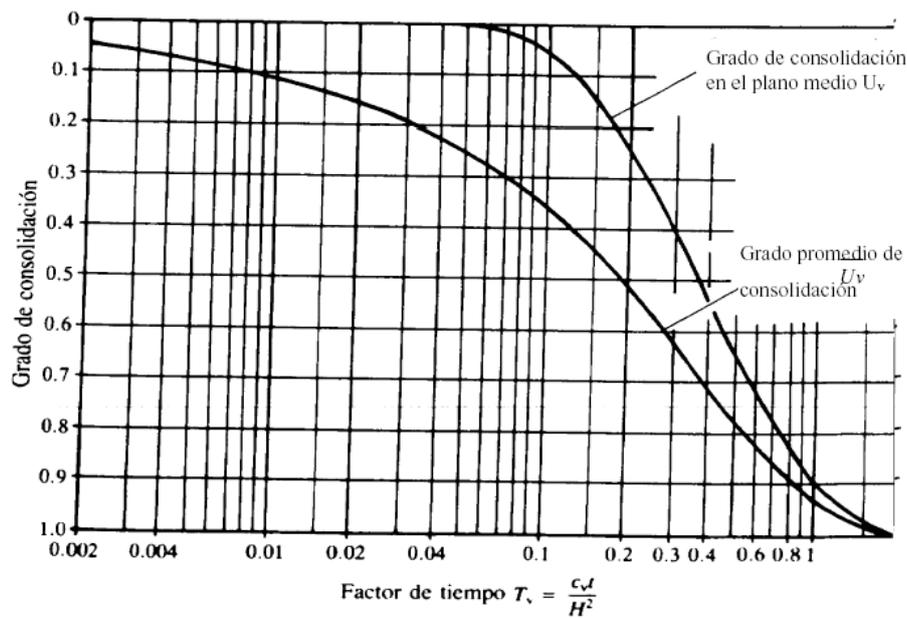


Figura 5.10. Grados de consolidación en función del tiempo

Se llama grado de consolidación, U , de una capa de suelo al cabo de un cierto tiempo, (t) de aplicar una carga a la relación entre el asiento producido hasta dicho instante y el asiento total que se producirá cuando se disipen completamente los excesos de presión intersticial (cuando todo el incremento de tensión total se haya transformado en incremento de tensión efectiva):

$$U = \frac{S_t}{S_\infty}$$

Se llama factor de tiempo T_v , a la relación:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

Donde:

- t , es el tiempo transcurrido desde la aplicación de la nueva carga.
- H , es el Camino Drenante, que puede definirse como el recorrido más largo que tendría que hacer una gota de agua en la capa de suelo para alcanzar una frontera permeable.
- C_v , es el Coeficiente de Consolidación.

5.7.4.2 Valores típicos.

- Los valores de C_c (Índice de Compresibilidad) para arcillas tienden a estar en el rango de 0,2 a 0,8, y para turbas, entre 5 y 10. El C_c se relaciona con el Límite Líquido LL a través de la ecuación:

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

- Los valores de C_v (Coeficiente de Consolidación) en muestras inalteradas, con ϕ 75mm y altura 20mm, en caolinitas, tienden a estar entre 1 y 10 $m^2 / \text{año}$.

- Los valores de m_v (Modulo de Compresibilidad Volumétrica) típicos en arcillas suelen estar en el rango $0,001 < m_v < 0,0001 m^2 / KN$.

- La permeabilidad K , en $cm/seg.$, varía así: Para depósitos aluviales, de 0,4 a 0,01. Para depósitos glaciares, de 2 a $1 \cdot 10^{-4}$. Para depósitos eólicos, de 0,3 a $3 \cdot 10^{-3}$. Para depósitos lacustres y arenas uniformes y muy finas, de $1 \cdot 10^{-4}$ a $6 \cdot 10^{-3}$. Para arcillas, menor de $1 \cdot 10^{-5}$.

- Son más permeables las caolinitas ($K = 2 \cdot 10^{-6} cm / seg.$) que las montmorillonitas ($K = 5 \cdot 10^{-8} cm / seg.$). Los limos tienen ($K = 1.5 \cdot 10^{-5} cm / seg.$).

Esto debido a que las montmorillonitas poseen, gracias a su estructura interna, la capacidad de incorporar agua de hidratación (H_2O -) desde 0 a 100% de humedad, por lo que los cationes interlaminares quedan rodeados de moléculas de agua, lo que produce un excesivo incremento en su volumen, es decir, tienen una tendencia a expandirse. Mientras que las caolinitas no poseen esta propiedad debido a que su estructura laminar se encuentra ordenada sin sustituciones isomórficas.

En la figura 5.11 se muestra la posición de los distintos tipos de arcilla en la Carta de Plasticidad de Casa Grande. Observe que las plasticidades más bajas

corresponden a las caolinitas y las más altas a las esmécticas, siendo las montmorillonitas sódicas las más elevadas dentro de este grupo.

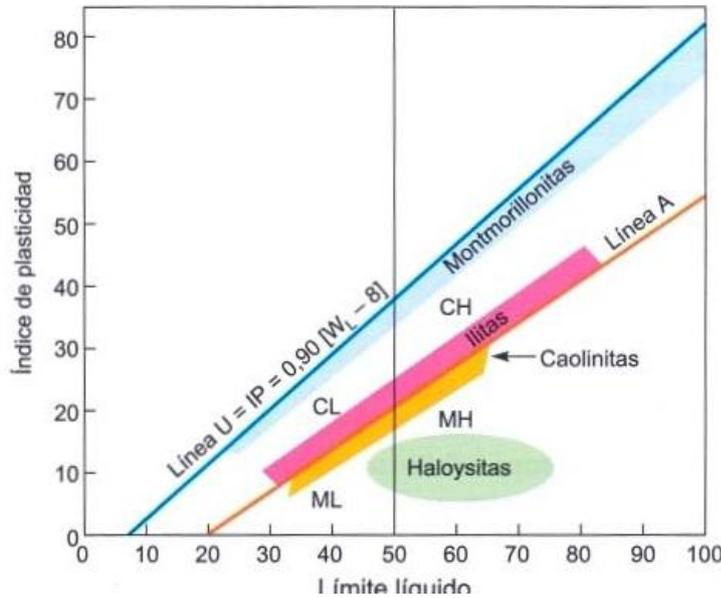


Figura 5.11. Influencia de la mineralogía en la plasticidad (Day, 1999). (González de Vallejo 2002)

5.8 Cálculo de asentamiento por consolidación primaria

El asentamiento unidimensional por consolidación primaria (causada por una carga adicional) de una capa de arcilla con espesor H_c puede calcularse como:

$$S_c = H_c \left(\frac{\lambda e}{1 + e_0} \right) \quad [1]$$

Donde; S_c = asentamientos por consolidación primaria

λe = cambio total de la relación de vacíos causada por la aplicación de carga adicional

e_0 = relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga

Observe que; $\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \varepsilon_v$

Para arcilla normalmente consolidada, la curva de campo $e - \log \sigma'$ (figura 5.13)

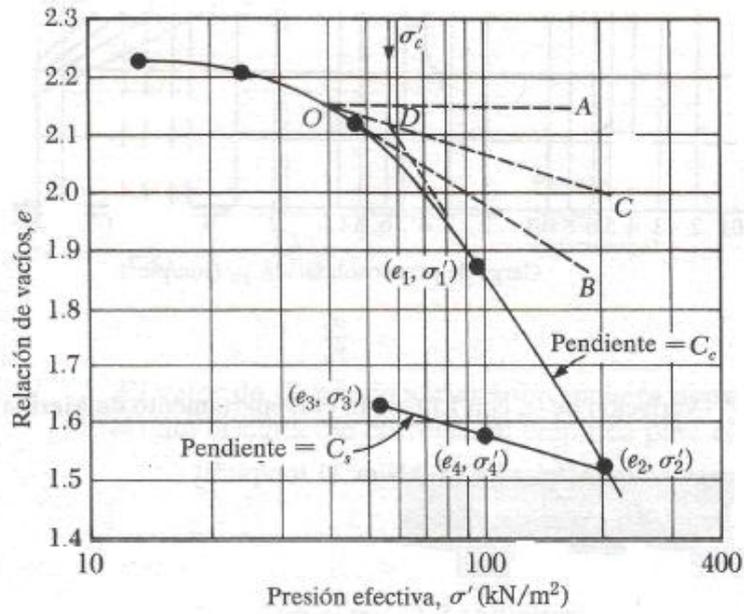


Figura 5.12: Curva e-log σ' para una arcilla suave de East St. Luis, Illinois (Braja M. Das 2006)

Tendrá la forma de la figura anterior, si σ'_0 = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial sobre el estrato de arcilla y $\Delta\sigma'$ = incremento efectivo promedio de la presión sobre el estrato de arcilla, causado por la carga agregada, el cambio de la relación de vacíos provocada por el incremento de la carga es:

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad [2]$$

De las ecuaciones [1] y [2] se obtiene:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad [3]$$

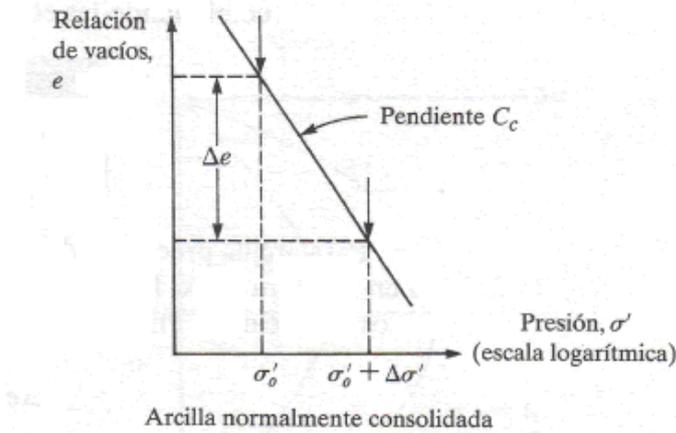


Figura 5.13: Cálculo del asentamiento unidimensional para arcilla normalmente consolidada, ecuación [3] (Braja M. Das 2006)

Para arcilla pre-consolidada, la curva de campo $e-\log \sigma'$ se verá como la figura 5.12. En este caso, dependiendo del valor de $\Delta \sigma'$, puede presentarse de dos condiciones. Primera si $\sigma'_0 + \Delta \sigma' < \sigma'_c$, entonces

$$\Delta e = C_s \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \quad [4]$$

Combinando las ecuaciones [1] y [4] resulta

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \quad [5]$$

Segunda, si $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta \sigma'$, entonces

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \quad [6]$$

Ahora de [1] y [5]

$$S = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \quad [7]$$

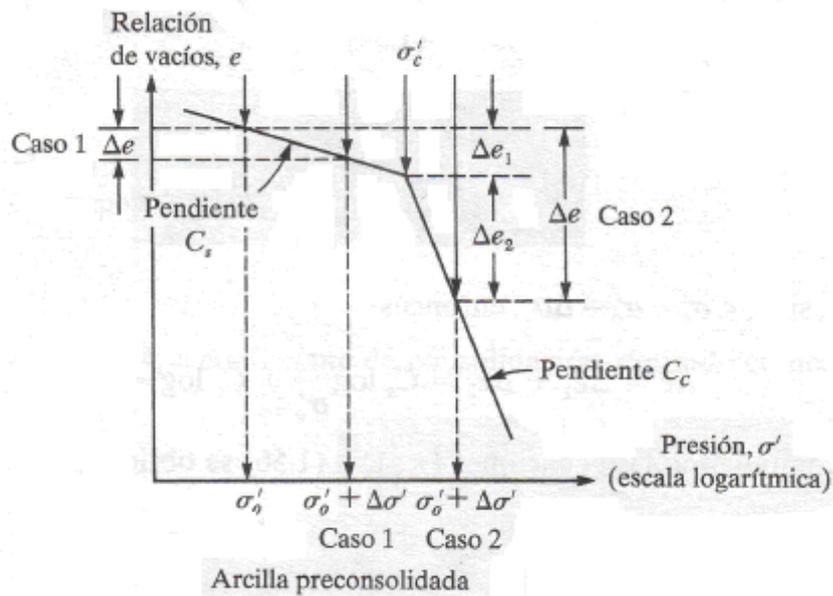


Figura 5.14: Cálculo de asentamiento unidimensional, Arcilla preconsolidada para las ecuaciones [5] y [7] (Braja M. Das 2006)

5.9 Resistencia al corte

Según la teoría de Mohr, el material fallara cuando la tensión de corte σ_θ en el plano de rotura alcance un determinado valor, que depende de la tensión normal σ_n que actúa sobre dicho plano, o bien, si la tensión principal de tracción máxima alcanza el valor de la resistencia a la tracción T_0 , es decir, $\sigma_3 = T_0$.

Mediante los ensayos de laboratorio, se obtienen una serie de círculos, uno por cada ensayo. Estos círculos representan el estado tensional del material en el momento de la rotura, en ejes σ , τ .

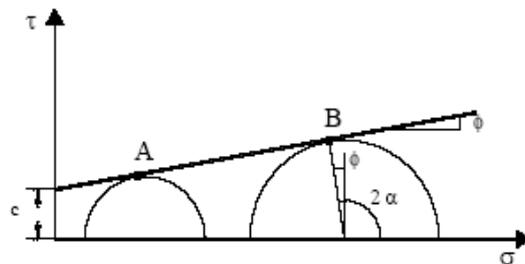


Figura 5.15 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

La resistencia al corte de un suelo en términos del esfuerzo efectivo, es:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [1]$$

Donde: σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

c' = cohesión, o cohesión aparte

ϕ' = ángulo de fricción del esfuerzo efectivo.

Esta ecuación se conoce como el criterio de falla de Mohr-Coulomb. El valor de c' para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero. Para arcillas pre-consolidadas, $c' > 0$.

La ecuación 1 se obtiene del principio de Terzaghi, que establece que la presión efectiva es la diferencia entre la presión total y la presión intersticial, siendo esta última normal a cualquier plano, por lo tanto, las tensiones tangenciales son iguales en los esfuerzos tanto totales como en los efectivos, mientras que la presión normal efectiva en un plano es la diferencia entre la presión normal total sobre dicho plano y la presión intersticial. De aquí que los círculos de Mohr en totales y en efectivos tengan el mismo radio, estando desplazado el círculo de Mohr correspondientes a las efectivos (C') con respecto al círculo de los esfuerzos totales (C) hacia la izquierda y con un valor igual a la presión intersticial u .

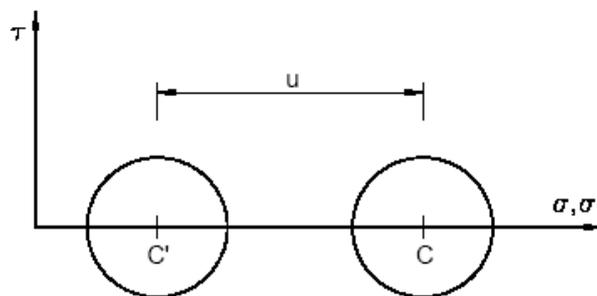


Figura 5.16 Círculos de Mohr en Totales y Efectivas

Para la mayoría de los trabajos de rutina, los parámetros de la resistencia al corte de un suelo (es decir, c' y ϕ') se determina por medio de dos pruebas estándar de laboratorio: la prueba de corte directo y la prueba triaxial.

5.9.1 Prueba de corte directo

Aunque no es nuestro caso, ya que trabajaremos solo con material impermeable, hablaremos un poco sobre los ensayos de corte directo el cual se realiza solo en arenas.

La arena seca puede probarse adecuadamente mediante pruebas de corte directo. La arena se coloca en una caja de corte dividida en dos. Primero se aplica una fuerza normal a la muestra. Luego se aplica una fuerza de corte a la mitad superior de la caja de corte para generar la falla en la arena. Los esfuerzos normal y cortante en la falla son:

$$\sigma' = \frac{N}{A} \quad [2] \quad \text{y} \quad s = \frac{R}{A} \quad [3]$$

Donde A = área del plano de falla en el suelo, es decir, el área de la sección transversal de la caja de corte.

Varias pruebas de este tipo se pueden efectuar variando la carga normal. El ángulo de fricción de la arena puede determinarse trazando una gráfica de s contra σ' ($=\sigma$ para arena seca)

O;

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{s}{\sigma'} \right) \quad [4] \quad (\text{Figura 5.9.1})$$

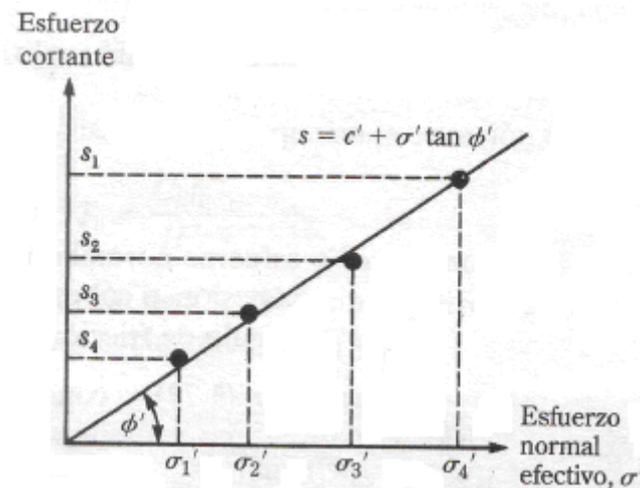
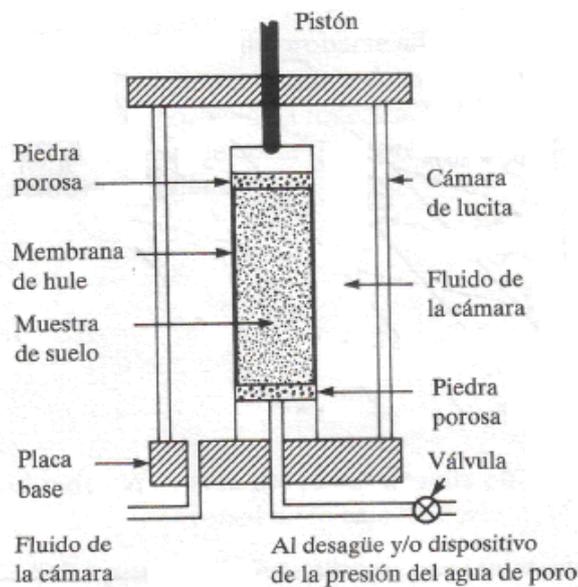


Figura 5.17 Gráfica de los resultados de la prueba para obtener el ángulo de fricción ϕ' (Braja M. Das 2006)

5.9.2 Pruebas Triaxiales

Las pruebas de compresión triaxial pueden efectuarse en arenas y arcillas. La figura 5.18 muestra un diagrama esquemático del arreglo de una prueba triaxial. Esta consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo confinada por una membrana de hule en una cámara de lucita transparente. Se aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara (en general agua o glicerina). Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra en la dirección axial para provocar la falla ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ en la falla). El drenado del espécimen puede permitirse o detenerse, dependiendo de las condiciones de la prueba. Para arcillas, se efectúan tres tipos principales de pruebas con equipo triaxial:

- Prueba consolidada drenada (prueba CD)
- Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
- Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)



La figura 5.18 muestra un diagrama esquemático del equipo de ensayo triaxial (Braje M. Das 2006)

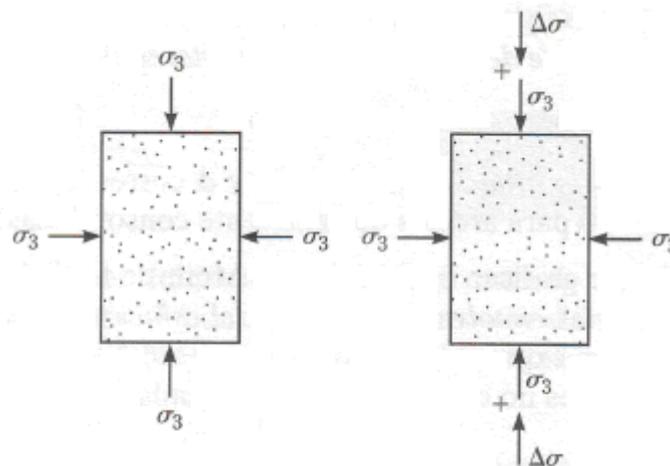


Figura 5.19. Secuencia de la aplicación de esfuerzos en ensayo triaxial (Braja M. Das 2006)

- Pruebas consolidadas - drenadas:

Se aplica la presión de cámara, σ_3 , Luego se permite un drenado total, de manera que la presión del agua de poro ($u = u_o$) desarrollada sea cero. Después se aplica lentamente el esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. Luego se permite el drenado, de manera que la presión del agua de poro ($u = u_d$) desarrollada mediante la aplicación de $\Delta\sigma$ sea cero. En la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; presión del agua de poro total

$$u_f = u_o + u_d = 0 \quad [5]$$

Así para prueba consolidadas drenadas, en la falla,

Esfuerzo efectivo principal mayor = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma'_1$

Esfuerzo efectivo principal menor $\sigma_3 = \sigma'_3$

Cambiando σ_3 se pueden efectuar más pruebas de este tipo en diferentes muestras de arcillas. Los parámetros de resistencia al corte (c' y ϕ') se determinan dibujando el círculo de Mohr en la falla, y trazando una tangente común a los círculos de Mohr. (Figura 5.21) Esta es la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (para arcillas normalmente consolidadas $c' \approx 0$) En la falla

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [6]$$

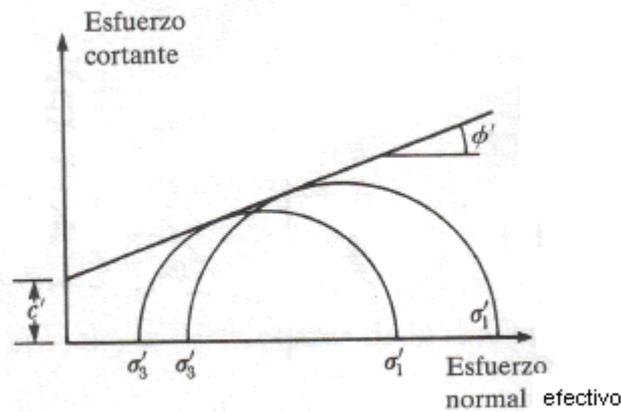


Figura 5.20 Prueba consolidada - drenada (Braja M. Das 2006)

- Pruebas consolidadas –no drenadas:

Se aplica la presión de cámara σ_3 Luego se permite un drenaje total, de manera que la presión del agua de poro ($u = u_d$) desarrollada sea cero.

Se aplica un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. No permitiendo que que la presión de agua de poro ($u = u_d \neq 0$). En la falla $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; presión del agua de poro

$$u_f = u_o + u_d = 0 + u_{d(f)}$$

Entonces en la falla,

$$\text{Esfuerzo total principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

$$\text{Esfuerzo total principal menor} = \sigma_3$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal mayor} = (\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma'_1$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_3 - u_f = \sigma'_3$$

Al cambiar σ_3 se pueden efectuar pruebas múltiples de este tipo en varias muestras de suelo. Luego se dibuja los círculos de Mohr para los esfuerzos totales en la falla y se traza una tangente para definir la envolvente de falla, la cual se define por la ecuación:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad [7]$$

Donde c es la cohesión consolidada no drenada y ϕ corresponde al ángulo de fricción ($c \approx 0$ para arcillas normalmente consolidadas)

De modo similar se grafican los círculos de Mohr de los esfuerzos efectivos en la falla para determinar las envolventes de falla del esfuerzo efectivo (Figura 5.20)

Ellas obedecen la relación

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

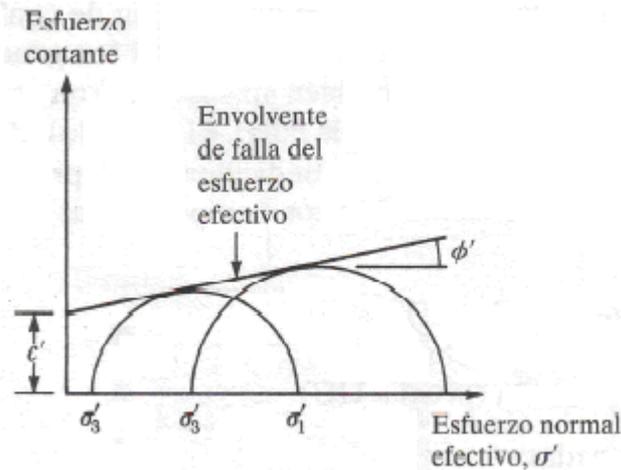


Figura 5.21 Prueba consolidada - drenada (Braja M. Das 2006)

- Pruebas triaxiales no consolidadas –no drenadas

Se aplica la presión de cámara σ_3 . No permitiendo el drenado, de manera que la presión del agua de poro ($u = u_o$) desarrollado al aplicar σ_3 no sea cero.

Luego se aplica un esfuerzo desviador $\Delta \sigma$. No permitiendo ($u = u_d \neq 0$)

En la falla $\Delta \sigma = \Delta \sigma_f$; la presión de agua de poro

$$u_f = u_o + u_d = 0 + u_{d(f)}$$

Para pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas

Esfuerzo total principal mayor = $\sigma_3 + \Delta \sigma_f = \sigma_1$

Esfuerzo total principal menor = σ_3

Ahora se dibuja el círculo de Mohr para esfuerzo total en la falla (figura 5.9.6).

Para arcillas saturadas, el valor de $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta \sigma_f$ es una constante, independiente de la presión de confinamiento en la cámara σ_3 . La tangente a estos círculos de Mohr será una línea horizontal, llamada condición $\phi=0$. El esfuerzo de corte para esta condición es

$$s = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \quad [8]$$

Donde c_u = cohesión no drenada (o resistencia no drenada)

La presión de poro desarrollada en la muestra de suelo durante la prueba triaxial no consolidada no drenada es

$$u = u_a + u_d \quad [9]$$

La presión de poro u_a es la contribución de la presión hidrostática de la cámara σ_3

Por consiguiente,

$$u_a = B\sigma_3 \quad [10]$$

Donde B= parámetro de presión de poro de Skempton

Similarmente, el parámetro de poro u_d es el resultado de esfuerzo axial adicional $\Delta\sigma$, por lo que

$$u_d = A\Delta\sigma \quad [11]$$

Donde A = parámetro de presión de poro de Skempton

Sin embargo

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [12]$$

De las ecuaciones [9], [10], [11] y [12] se obtiene

$$u = u_a + u_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad [13]$$

El parámetro B de presión del agua de poro en suelos blandos saturados es 1, por lo que:

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)$$

El valor del parámetro A de presión del agua de poro en la falla variará con el tipo de suelo.

Tabla N° 13 Valores de A para diferentes tipos de suelo arcilloso (Braja M. Das 2006)

Tipo de suelo	A de Shempton en la falla
Arcillas arenosas	0.5- 0.7
Arcillas normalmente consolidadas	0.5- 1
Arcillas preconsolidadas	-0.5- 0

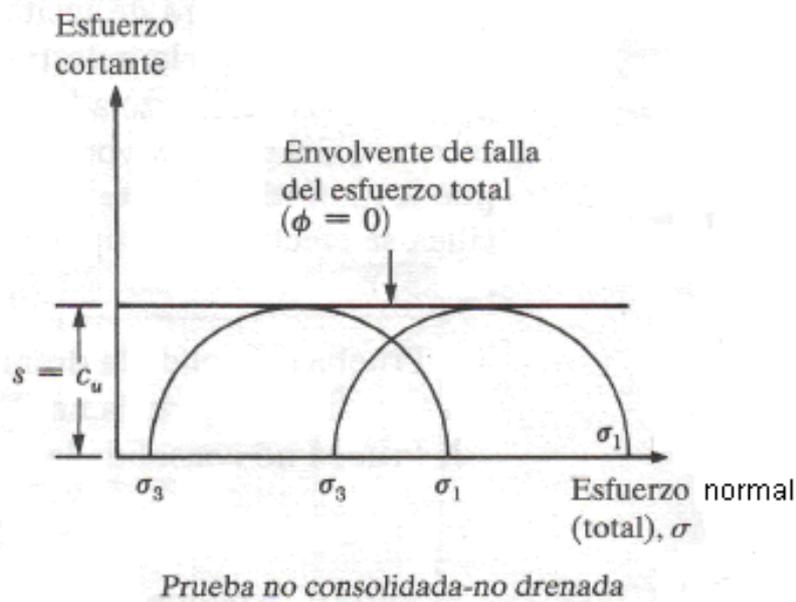


Figura 5.22 Prueba consolidada - drenada (Braja M. Das 2006)

V.2 GEOSLOPE



6. Geoslope

El GEOSLOPE es un conjunto de siete software: SLOPE/W SIGMA/W, SEEP/W, QUAKE/W, TEMP/W, CTRAN/W y VADOSE/W. Cada producto es una herramienta muy poderosa para análisis de; estabilidad, presión de poros, estabilidad durante terremotos, factores de seguridad, asentamientos, fallas, etc.

Para el estudio del comportamiento del material impermeable se va a utilizar la herramienta:

SIGMA/W. 

6.1 Aplicaciones del SIGMA/W

SIGMA/W puede ser utilizado para calcular deformaciones causadas por esfuerzos con o sin cambios en las presiones agua-poro que aparecen por los cambios en los estados de los esfuerzos. Adicionalmente, es posible modelar la interacción de la estructura del suelo utilizando elementos de rayos o barras.

El estudio que se va a realizar utilizando esta herramienta es para la construcción de una presa, sin agua, analizando el comportamiento del núcleo constituido por material impermeable (arcillas) en el cual existen cambios de esfuerzos.

A continuación algunos casos típicos que pueden ser analizados utilizando SIGMA/W.

6.1.2 Análisis de Deformaciones

La aplicación más común de SIGMA/W es el cálculo de deformaciones causado por esfuerzos en fundaciones, excavaciones y túneles. La figura 6.1 muestra un caso típico de un tanque lleno de fluido en la superficie del suelo. Esta figura presenta la deformación en una escala exagerada como una malla deformada. La figura 6.2 muestra los cambios asociados a un esfuerzo vertical en el suelo causado por una carga aplicada.

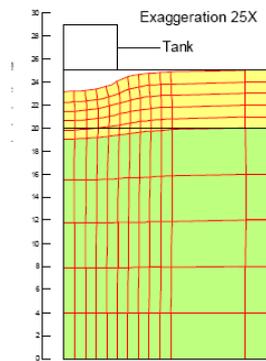


Figura 6.1 Deformación bajo un tanque de fluido (SIGMAW Engineering Book)

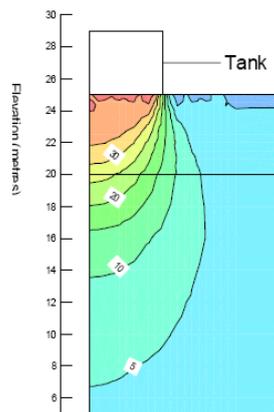


Figura 6.2: Cambios en los esfuerzos verticales bajo un tanque de fluido(SIGMAW Engineering Book)

6.13 Construcción de Excavaciones

Elementos finitos pueden ser añadidos o removidos de la malla de elementos finitos para simular la construcción de rellenos o excavaciones. Se pueden identificar elementos a ser activados o desactivados a distintas etapas, haciendo posible simular el proceso a través del tiempo. La figura 6.3 muestra una malla deformada después de colocar un asentamiento, y la figura 6.4 muestra el cierre alrededor de un túnel en un material anisotrópico lineal-elástico.



Figura 6.3 Deformación del terreno después de un llenado parcial (SIGMAW Engineering Book)

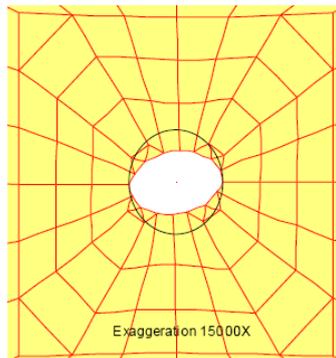


Figura 6.4: Cierre alrededor de un túnel (SIGMAW Engineering Book)

6.1.4 Interacción estructura-suelo

SIGMA/W puede “acomodar” los problemas de interacciones suelo-estructura incluyendo elementos estructurales en un plano bidimensional de análisis de tensión. Estos elementos tienen rigidez flexural, o elementos de barra que tienen sólo rigidez axial sin rigidez flexural. Estos elementos estructurales son particularmente útiles cuando se analizan casos tales como muros de contención. La figura 6.5 ilustra la deformación de forma didáctica sin anclajes observando solo el plano bidimensional y la figura 6.6 muestra la distribución de Momento asociado al muro.

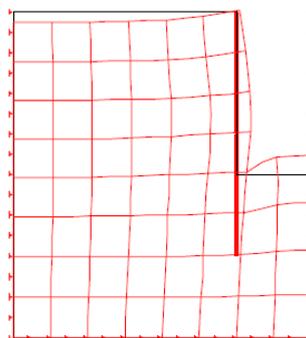


Figura 6.5 Ejemplo de un muro de contención (SIGMAW Engineering Book)

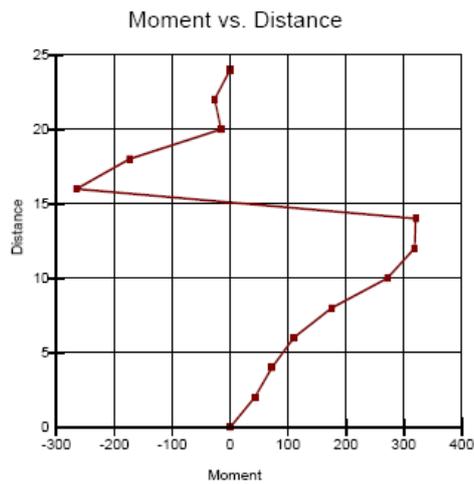


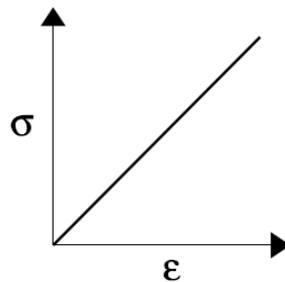
Figura 6.6 Distribución de momento en un muro de contención SIGMAW Engineering Book)

6.2 Descripción de los Modelos Constitutivos

SIGMA/W está formulado para varios modelos constitutivos de suelos elásticos y elasto-plásticos. Todos los modelos pueden ser aplicados en planos de tensión bidimensionales y problemas axisimétricos.

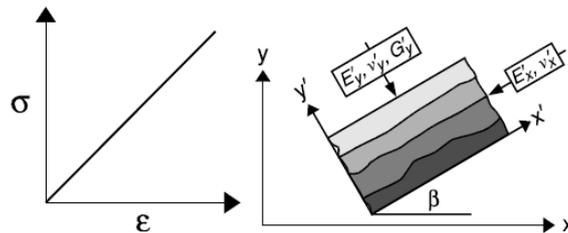
Estos modelos son:

- Lineal-elástico: Este modelo no se aplica al estudio del comportamiento del material impermeable (arcillas) ya que el modelo Lineal- Elástico presume que el material regresa a su estado original, es decir, que no hay deformación.



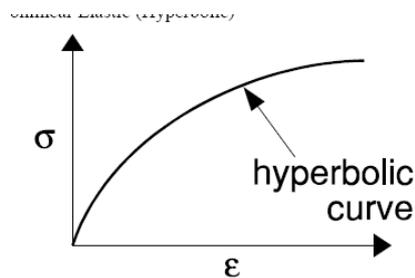
Donde; σ Esfuerzo
 ϵ Deformación

- Lineal-elástico anisotrópico: Este modelo no se aplica al estudio del comportamiento del material impermeable (arcillas), ya que el esfuerzo al que va a ser sometido el material es en un solo sentido, perpendicular, no hay ángulo de esfuerzo.



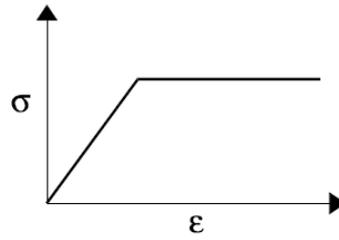
Donde; σ Esfuerzo
 ε Deformación

- No-lineal elástico (anisotrópico): Este modelo será aplicado para el estudio del material impermeable del núcleo de la Presa Derecha Tocomo y será explicado con más detalle más adelante (punto 6.3)



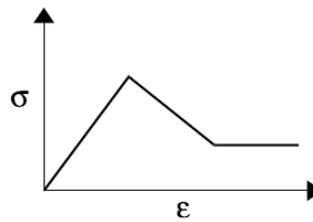
Donde; σ Esfuerzo
 ε Deformación

- Elástico-plástico (Mohr-Coulomb): Este modelo será aplicado en el estudio del material impermeable del núcleo de la Presa Derecha Tocomo y será explicado con más detalle más adelante (punto 6.4)



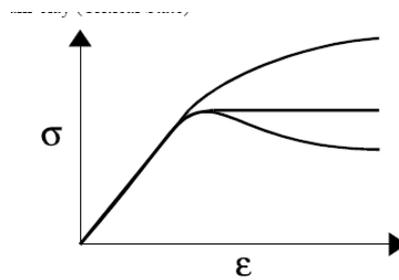
Donde; σ Esfuerzo
 ϵ Deformación

- Strain-Softening



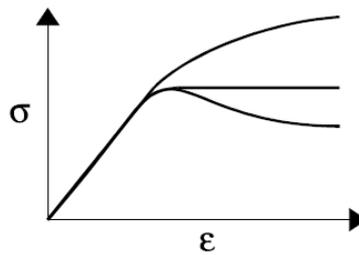
Donde; σ Esfuerzo
 ϵ Deformación

- Cam-Clay (estado crítico): Solo se aplica a estados críticos, al cual no llegara a estar sometido el material de estudio.



Donde; σ Esfuerzo
 ϵ Deformación

- Cam-Clay Modificado (Estado Crítico)



Donde; σ Esfuerzo
 ε Deformación

6.3 Modelo no-lineal elástico (Hiperbólico)

El comportamiento de esfuerzo-tensión del suelo se convierte en un movimiento no-lineal, particularmente cuando se aproximan las condiciones de falla (Figura 6.7). Un procedimiento para modelar este comportamiento de suelo variando el módulo será descrito en las siguientes secciones.

SIGMA/W usa la formulación presentada por Duncan y Chang (1970) para calcular el módulo del suelo. En esta formulación, la curva esfuerzo-tensión es hiperbólica y el módulo del suelo es una función del esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo de corte que el suelo está experimentando. Este modelo no-lineal es atractivo dado que requiere propiedades de suelo que pueden ser obtenidas rápidamente por la prueba triaxial o por la literatura (por ejemplo, Duncan et al., 1980). En nuestro caso por ensayos realizados por el Ingeniero Killian de Fries.

La curva no-lineal de esfuerzo-tensión de Duncan y Chang es una hipérbola en el esfuerzo de corte, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, versus espacio axial de tensión. Dependiendo del estado y el camino del esfuerzo, tres módulos de suelo son requeridos; definidos como, el módulo inicial E_i , el módulo tangencial E_t , y el módulo de carga y descarga E_{ur} como lo indica la siguiente figura.

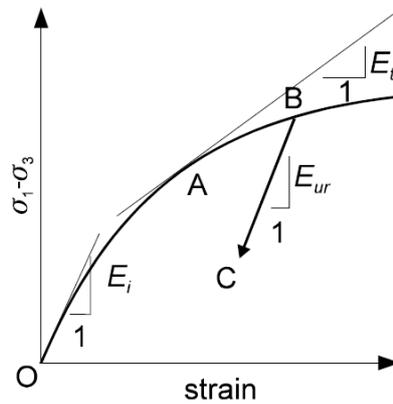


Figura 6.7 Comportamiento esfuerzo-tensión No- lineal (SIGMAW Engineering Book)

6.3.1 Módulo Inicial

Cuando el suelo es sometido a cero esfuerzo de corte (cuando $(\sigma_1 - \sigma_3) = 0$), este comportamiento es modelado utilizando el módulo inicial E_i . Este módulo inicial tangencial es controlado por el esfuerzo de confinamiento, σ_3 y es calculado como sigue:

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad [8.1]$$

Donde:

E_i = módulo inicial tangencial como función del esfuerzo de confinamiento, σ_3

K_L = número del módulo de carga.

P_a = presión atmosférica (utilizado como parámetro normalizado)

σ_3 = esfuerzo de confinamiento

n = exponente para definir la influencia de la presión de confinamiento sobre el módulo inicial.

Cuando el exponente n es igual a 1,0, el módulo inicial tangencial, E_i , es directamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Cuando n es igual a 0, E_i es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Dos métodos de confinamiento son utilizados en SIGMA/W para calcular el módulo inicial del suelo. Cuando K_L es igual a cero (no es definida por el usuario), el módulo inicial tangencial, E_i , es definido por el valor especificado por el usuario como

E y permanece constante durante todo el análisis. Si K_L no es cero (definida por el usuario), E_i es calculada utilizando la ecuación de arriba.

Cuando el esfuerzo de confinamiento es cero o negativo (el suelo está en un estado de tensión), es posible para el módulo inicial, E_i , convertirse en cero o negativo. Para evitar este problema al calcular E_i , SIGMA/W impone un límite inferior ($0.01P_a$) en el esfuerzo de confinamiento, σ_3 .

6.3.2 Módulo Tangencial

Se dice que el suelo define un patrón de carga cuando está sujeto a esfuerzos de corte mayores a los experimentados previamente, por ejemplo, desde el punto O al punto A en la figura 6.7. A través de este camino de carga, su comportamiento constitutivo es gobernado por el módulo tangencial, E_t . Este módulo tangencial está definido en el modelo de Duncan y Chang como función de las propiedades del suelo, esfuerzo triaxial, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, y el esfuerzo de confinamiento σ_3 utilizando la siguiente ecuación:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \text{sen}\varphi)}{2c(\text{cos}\varphi) + 2\sigma_3\text{sen}\varphi} \right]^2 E_i \quad [8.2]$$

Donde:

E_i = módulo inicial tangencial.

E_t = módulo tangencial

φ = ángulo de fricción del suelo,

c = fuerza cohesiva del suelo,

R_f = radio entre la asíntota de la curva hiperbólica y el ángulo máximo del esfuerzo de corte. Este valor está usualmente entre 0,75 y 1,0.

σ_1 = esfuerzo principal mayor y,

σ_3 = esfuerzo principal menor.

E_t puede ser limitado a un valor mínimo. El valor predeterminado es igual a P_a . Este valor mínimo especificado por el usuario es llamado E_{\min} en el cuadro de diálogo

de propiedades del material. Si E_t se hace muy pequeña causa dificultades de convergencia.

6.3.3 Módulo de carga y descarga

Cuando el suelo es descargado por un estado de esfuerzo de corte alto, (por ejemplo, del punto B al punto C en la figura 6.7), el modelo no-lineal utiliza el módulo de carga y descarga, E_{ur} .

El módulo de carga y descarga, E_{ur} , es calculado de manera similar al módulo inicial, E_i excepto que el número, K_{ur} reemplaza K_L en la ecuación 8.1. Además, el módulo de carga y descarga es calculado como:

$$E_{ur} = K_{ur} P_\alpha \left(\frac{\sigma_3}{P_\alpha} \right)^n \quad [8.3]$$

A diferencia del módulo tangencial, este módulo de carga y descarga no está afectado por el nivel de esfuerzo de corte.

Si el número del módulo de carga y descarga, K_{ur} , no es definido por el usuario, se le asigna el valor del número del módulo carga, K_L , y el suelo se cargará o descargará a lo largo de la curva hiperbólica.

6.3.4 Índice de Poisson

El índice de Poisson del modelo elástico no-lineal puede ser especificado como una constante, independiente del estado del esfuerzo, o puede ser calculado del modulo del peso del suelo que depende del esfuerzo de confinamiento. Para el último caso, el módulo peso del suelo está dado por:

$$B_m = K_b P_\alpha \left(\frac{\sigma_3}{P_\alpha} \right)^m \quad [8.4]$$

Donde:

B_m = módulo a granel

K_b = número del módulo

P_a = presión atmosférica
 m = exponente del módulo a granel.

La relación entre el módulo a granel y el índice de Poisson puede ser definida de acuerdo a la teoría de la elasticidad.

$$B_m = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad [8.5]$$

Permitiendo que el índice de Poisson, ν , sea igual a cero en la ecuación anterior da un módulo a granel, B_m , igual a $E/3$. Cuando el índice de Poisson, ν , es igual a 0,49, B_m tiene un valor de $17E$. SIGMA/W impone tanto un límite superior como inferior para el cálculo del índice de Poisson. El límite superior es 0,49. El límite inferior puede ser el valor constante definido por el usuario de 0,01.

Si K_b no es definido (cero), SIGMA/W asigna el valor constante introducido por el usuario para el índice de Poisson. De otra manera es calculado utilizando la ecuación 8.2

6.3.4 Zonas de Resistencia

Desde un punto de vista teórico, las condiciones de esfuerzo no pueden ser definidas cuando se utiliza el modelo elástico no-lineal. Para identificar las zonas de alto esfuerzo de corte en un material elástico no-lineal, SIGMA/W identifica dichas zonas como “yielded” (esforzadas) cuando se satisface el siguiente criterio:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi \geq R_f \cos \phi \quad \text{Ecuación 5.3}$$

En la formulación del modelo hiperbólico de Duncan y Chang, R_f , el Índice de falla, es utilizado de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

El último término de fuerza, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, representa la asíntota donde la curva hiperbólica de esfuerzo-restricción se aproxima a grandes restricciones. $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ es el esfuerzo deviatorico en falla. Del diagrama de Mohr se puede ser:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_{ult}}{2} \operatorname{sen} \phi \geq c \cos \phi$$

Cuando multiplicamos por R_f y lo sustituimos en la segunda ecuación superior, esta ecuación puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_f}{2} \operatorname{sen} \phi \geq R_f \cos \phi$$

Comparando esta ecuación con la Ecuación 5.3, se puede ver que la desigualdad dada en la ecuación 5.3 provee un indicador de que tan cerca está el estado de esfuerzo al estado de falla.

6.3.5 Elástico No-Lineal (Hiperbólico) parámetros de suelo

Los valores del módulo y exponente para el modelo Elástico No-Lineal pueden ser determinados graficando los resultados de la prueba triaxial en un eje log vs log, como se muestra en la figura 6.9. Los valores de rigidez E/P_a y B_m/P_a son graficados versus σ_3/P_a . La pendiente de una recta a través de los puntos proporciona el exponente. El número del módulo K es igual al valor en la escala vertical, donde σ_3/P_a es igual a 1.0.

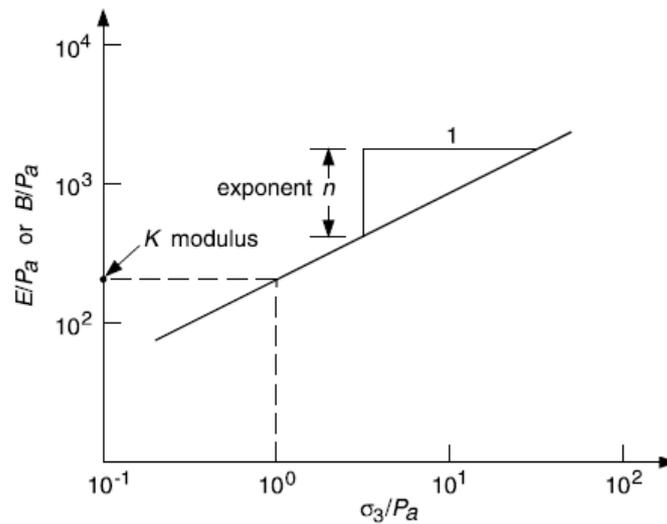


Figura 6.9 valores de rigidez E/P_a y B_m/P_a versus σ_3/P_a

El módulo de carga B_m está definido como:

$$B_m = \frac{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)/3}{\Delta\varepsilon_v}$$

Donde:

$\Delta\sigma$ = cambio en los valores principales de esfuerzo, y

$\Delta\varepsilon_v$ = cambio en las restricciones volumétricas.

Mayores detalles del modelo hiperbólico pueden ser encontrados en el reporte de Duncan et. al. (1980). Este reporte contiene, también, una lista de los parámetros hiperbólicos para 135 suelos diferentes

Tabla N° 14 Propiedades Elásticas No-Lineales (Hiperbólicas)

Etiqueta del Cuadro Editable	Propiedades
E Modulus	Rigidez Inicial del suelo, utilizada cuando K(load) es cero.
Poisson's Ratio	Valor constante utilizado cuando K(bulk) es cero.
K(load)	Número modular que describe la rigidez del suelo
N(exponent)	Valor que describe la tasa de cambio de la rigidez del suelo como función del esfuerzo de confinamiento.
K(ur)	Número modular utilizado durante la descarga y sobrecarga. Cuando K(ur) es cero, el material se descargará o recargará a lo largo de la curva de esfuerzo-restricción no-lineal.
K(bulk)	Número modular utilizado cuando se computa el modulo total. El módulo total es utilizado a la vez para calcular el índice de Poisson
M(exponent)	Un valor que describe la tasa de cambio del módulo total como función del esfuerzo de confinamiento.
Min. P. Ratio*	El valor mínimo del Índice de Poisson cuando se calcula a través del módulo total.

Etiqueta del Cuadro Editable	Propiedades
Pa	Presión Atmosférica (las unidades deben ser consistentes con las unidades de longitud y fuerza utilizadas durante el problema)
R _f	Índice entre la asíntota de la curva hiperbólica y el esfuerzo máximo de corte (este índice se encuentra usualmente entre 0.75 y 1.0)
Cohesión	Esfuerzo cohesivo del suelo
Phi	Ángulo de fricción del suelo en grados ϕ
Phi B	Un Valor (ϕ_b) utilizado para hacer el esfuerzo cohesivo como función de la succión del suelo (presión poro-agua negativa)

Continuación tabla n° 14

6.4 Modelo Elástico Plástico (Mohr Coulomb)

El modelo Elástico Plástico en SIGMA/W describe una relación elástica, perfectamente plástica. Una curva típica de esfuerzo para este modelo se muestra en la

figura 6.10. Los esfuerzos son directamente proporcionales a las tensiones hasta que se alcanza el punto de resistencia. Más allá del punto de resistencia, la curva esfuerzo-tensión es perfectamente horizontal.

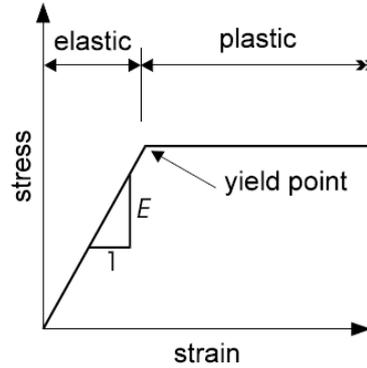


Figura 6.10 Relación un entre material perfectamente plástico y perfectamente elástico

6.4.1 Matriz Plástica

En SIGMA/W, la plasticidad del suelo es formulada utilizando la teoría de la plasticidad incremental (Hill, 1950). Una vez que el material elástico-plástico empieza a resistirse, una tensión incremental puede ser dividida en un componente plástico y otro elástico.

$$\begin{aligned} \{d\varepsilon\} &= \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\}, & \text{o} \\ \{d\varepsilon^e\} &= \{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^p\} \end{aligned}$$

Sólo el incremento de las tensiones elásticas, $d\varepsilon^e$, pueden causar cambios de esfuerzo. Como resultado, los incrementos de esfuerzo se pueden escribir de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \{d\sigma\} &= [C_e] \{d\varepsilon^e\}, & \text{o} \\ \{d\sigma\} &= [C_e] (\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^p\}) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

Una función que describe el lugar geométrico del punto de resistencia es llamada la función de resistencia y es definida utilizando el símbolo, F. En el modelo elástico plástico de SIGMA/W, el punto de resistencia solo depende del estado del esfuerzo.

Consecuentemente, la función de esfuerzo puede ser escrita de la siguiente manera en forma de ecuación

$$F = F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy})$$

Un cambio incremental en la función de resistencia está dado por:

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_x} d\sigma_x + \frac{\partial F}{\partial \sigma_y} d\sigma_y + \frac{\partial F}{\partial \sigma_z} d\sigma_z + \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} d\tau_{xy}$$

Alternativamente, esta ecuación puede ser escrita de forma matricial.

$$dF = \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle \{d\sigma\}$$

La teoría de la plasticidad incremental dice que la función de resistencia, $F < 0$, y, cuando el estado de esfuerzo es en la superficie de resistencia, dF es cero. Esta última condición es definida como la condición de carga neutral, y puede ser escrita matemáticamente como:

$$dF = \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle \{d\sigma\} = 0$$

La tensión plástica es postulada para ser:

$$\{d\varepsilon_p\} = \lambda \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Donde:

G = función de potencial plástico, y

λ = factor escalamiento plástico.

Sustituyendo la tensión plástica de la ecuación 5.5. en la ecuación de esfuerzo incremental (ecuación 5.4) queda:

$$\{d\sigma\} = [C_e]\{d\varepsilon\} - [C_e]\lambda \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}$$

Sustituyendo el vector de esfuerzo, $\{d\sigma\}$, en la condición de carga neutral, se obtiene la siguiente expresión para el factor plástico de escalamiento, λ .

$$\lambda = \frac{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e]}{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}} \{d\varepsilon\}$$

De las dos ecuaciones anteriores se puede obtener una relación entre los incrementos de esfuerzo y los de tensión.

$$\{d\sigma\} = ([C_e] - [C_p])\{d\varepsilon\}$$

Donde:

$$[C_p] = \frac{[C_e] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\} \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e]}{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}}$$

Para evaluar la matriz plástica, $[C_p]$, la función de resistencia, F, y la función de potencial plástico, G, deben ser especificadas.

6.4.2 Criterio de resistencia

SIGMA/W utiliza el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb como la función de esfuerzo para el modelo Elástico-Plástico. La siguiente ecuación proporciona una forma común del criterio de Mohr-Coulomb expresada en términos de esfuerzos principales.

$$F = \sqrt{J_2} \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \operatorname{sen}\phi - \frac{I_1}{3} \operatorname{sen}\phi - c \cos\phi$$

El criterio de Mohr-Coulomb también puede ser escrito en términos de esfuerzos invariantes I_1 , I_2 y θ . La función de resistencia, F , entonces puede ser escrita de la siguiente forma (Chen y Zhang, 1991).

$$F = \sqrt{J_2} \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \operatorname{sen}\phi - \frac{I_1}{3} \operatorname{sen}\phi - c \cos\phi$$

Donde:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 = \text{Segundo esfuerzo invariante deviatórico}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) = \text{ángulo de la veta}$$

$$J_3 = \sigma_x^d \sigma_y^d \sigma_z^d - \sigma_z^d \tau_{xy}^2 = \text{tercer esfuerzo deviatórico invariante}$$

$$I1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \text{primer esfuerzo invariante.}$$

ϕ = ángulo de fricción interna, y

c = cohesión del suelo

El esfuerzo deviatórico σ_i^d en la dirección i^{th} puede ser definido como:

$$\sigma_i^d = \sigma_i - \frac{I_1}{3}$$

Donde $i=x, y$ o z

Cuando el ángulo de fricción interna, ϕ , es igual a cero, el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb se convierte en el criterio de Tresca (Smith y Griffiths, 1988):

$$F = \sqrt{J_2} \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - c$$

La función de potencial plástico, G, utilizada en SIGMA/W tiene la misma forma que la función de resistencia, F (G=F) excepto que el ángulo interno de fricción, ϕ , es reemplazado por el ángulo de dilación, ψ . Además, la función de potencial está dada por:

$$F = \sqrt{J_2} \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \operatorname{sen}\phi - \frac{I_1}{3} \operatorname{sen}\phi - c \cos\phi$$

Las derivadas de la función de resistencia en términos de los esfuerzos invariantes son calculadas utilizando la regla de la cadena para la derivación.

$$\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle = \frac{\partial F}{\partial I_1} \left\langle \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} \right\rangle + \frac{\partial F}{\partial J_2} \left\langle \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} \right\rangle + \frac{\partial F}{\partial \theta} \left\langle \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} \right\rangle$$

Las Derivadas de la función de resistencia Mohr-Coulomb, con respecto a los esfuerzos invariantes, pueden ser escritas de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial I_1} &= -\frac{\operatorname{sen}\phi}{3} \\ \frac{\partial F}{\partial J_2} &= \frac{1}{2\sqrt{J_2}} \left\{ \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{sen}\phi \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \right\} \\ \frac{\partial F}{\partial \theta} &= \sqrt{J_2} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \sqrt{\frac{J_2}{3}} \operatorname{sen}\phi \operatorname{sen}\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

Las derivadas de los esfuerzos invariantes con respecto a los esfuerzos son:

$$\left\langle \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} \right\rangle = \langle 1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \rangle$$

$$\left\langle \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} \right\rangle = \langle \sigma_x^d \quad \sigma_y^d \quad \sigma_z^d \quad 2\tau_{xy} \rangle$$

$$\left\langle \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} \right\rangle = -\frac{\sqrt{3}}{2J_2^{3/2} \text{sen}3\theta} \left(\left\langle \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \right\rangle - \frac{3J_3}{2J_2} \left\langle \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} \right\rangle \right)$$

$$\left\langle \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \right\rangle = \left\langle \sigma_y^d \sigma_z^d + \frac{J_2}{3} \sigma_x^d \sigma_z^d + \frac{J_2}{3} \sigma_x^d \sigma_y^d + \frac{J_2}{3} - \tau_{xy}^2 - 2\sigma_z^d \tau_{xy} \right\rangle$$

De la misma forma, las derivadas de la función de potencial puede ser obtenida sustituyendo ψ por ϕ en la ecuación 5.6

Las propiedades de materiales requeridas para este modelo están dadas en la tabla n° 15

Tabla N° 15 Propiedades de los materiales elástico-plásticos

Texto Caja Editable	Propiedad
E Modulus	Rigidez inicial lineal-elástica del suelo
Poisson's ratio	Valor constante
Cohesión	Fuerza cohesiva del suelo
Phi	Ángulo de fricción interna del suelo ϕ en grados
Dilation Angle	Ángulo de dilatación del suelo ψ en grados ($0 \leq \psi \leq \phi$). Si no se especifica el valor, el ángulo de dilatación será considerado igual al ángulo de fricción interna
Phi B	Valor (ϕ_b) utilizado para convertir la fuerza cohesiva una función de la succión del suelo (presión poro-agua negativa)

6.5 Relleno y Excavación:

Muchas clases de problemas de esfuerzo y deformaciones involucran remover o añadir suelo. Añadir suelo involucra añadir una malla de elementos que tiene su propio peso, además de aplicar peso externo sobre el suelo de las capas inferiores. Remover el suelo involucra descargar esfuerzos en la fase de excavación. En los dos casos, es importante pensar acerca de qué está experimentando el modelo.

Otro tema tratado con excavación es como integrar los elementos estructurales que sirvan para soportar tanto las fases verticales como para prever las deformaciones excesivas o el colapso.

A pesar de que el SIGMA/W no es el modelo usado para predecir como luce un colapso, es una herramienta poderosa para usar en orden de crear soportes adecuados para que el colapso nunca sea inminente.

6.5.1 Simulando la colocación del relleno.

Durante la secuencia de la simulación del relleno, las fuerzas del propio peso de cada levantamiento es aplicado a los elementos finitos del sistema, mientras el levantamiento comienza a aplicarse. Las fuerzas son computadas conociendo el peso unitario y el volumen de llenado de cada elemento. Estas fuerzas totales son entonces divididas y aplicadas como una fuerza negativa en Y , como un nodo de cada elemento. La ventaja de hacer esto es que el elemento de llenado no solamente aplica una carga de suelo de abajo, sino que tiene alguna compresión propia.

Cuando un elemento de relleno se activa, debe ser del cuerpo de la carga para este material en específico. En ciertos tipos de análisis es importante asegurarse que las cargas solo deben aplicarse en un solo paso y es responsabilidad del programador asegurarse de no aplicar ambos, (un análisis in situ y algún análisis subsecuente), por lo que se puede generar un análisis de relleno en varios pasos, no es conveniente parar el análisis solo se deben quitar las fuerzas de carga. SIGMA/W reconoce la naturaleza especial de los elementos de relleno y solo aplica el cuerpo de carga sobre el primer paso que el elemento de relleno activa.

SIGMA/W puede compensar opcionalmente para la solución buscada una propia compresión de nuevos elementos de relleno añadidas. Por cada levantamiento SIGMA/W añade los siguientes desplazamientos para coordinar los elementos nodales (nodos) para computar el peso y volumen, Los cuales en turnos son usados para computar las fuerzas gravitaciones de los nodos en cada FACE del relleno, Añadiendo los desplazamientos dados las masas de elementos adicionales las cuales representan la adición del relleno colocada para compensar la solución durante el relleno.

Considerando la presa en el ejemplo de la figura 10.11, la cual muestra las deformaciones finales después de colocar 6 levantamientos. Nótese que el final de la cresta es cerrada al diseño de elevación mientras que es considerado solución el contacto fundación_ terraplén.

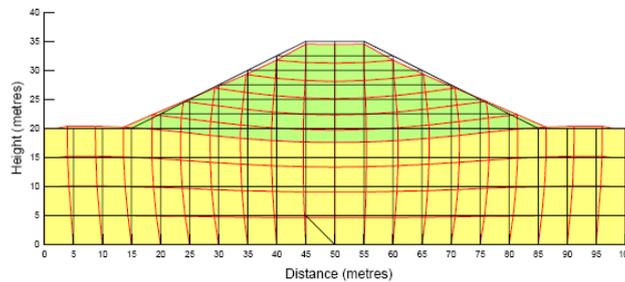


Figura 6.11 Deformación de la malla después de colocar seis levantamientos (SIGMAW Engineering Book)

Este efecto es después ilustrado en la figura 6.12 el cual muestra los resultados verticales a lo largo las líneas centrales de fundación de la presa. La máxima solución es cerca de la base de la presa, como debería ser.

La solución sobre la cresta es de 0.0647m sobre la colocación del último relleno. Esto puede ser minimizado colocando más pequeño el último relleno.

La cresta ahora se va retirando significativamente. Comparando las dos clases de análisis, se puede obtener un estimado cercano del relleno que puede ser colocado para compensar la solución.

Este ejemplo ilustra otro punto importante, Si todo el terraplén es aplicado como una simple carga, entonces el máximo de desplazamiento esta en el tope de la presa, lo cual no es correcto. En realidad, el desplazamiento máximo vertical es en la base de la presa el cual modelado correctamente son varios levantamientos que son usados para modelar la construcción.

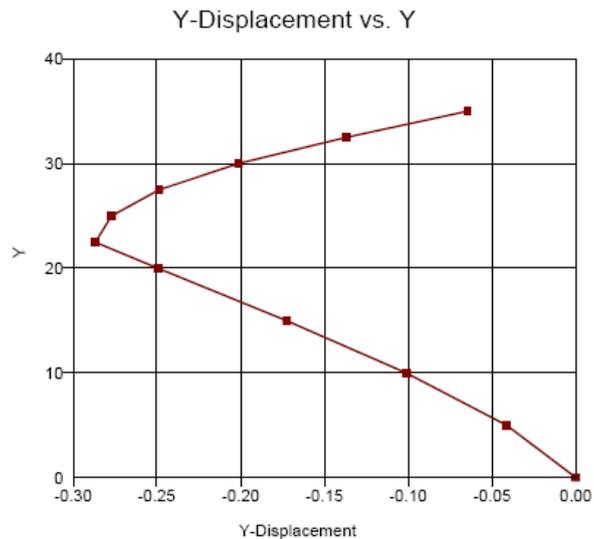


Figura 6.12. Solución vertical a lo largo de puntos verticales medidos en la presa (SIGMAW Engineering Book)

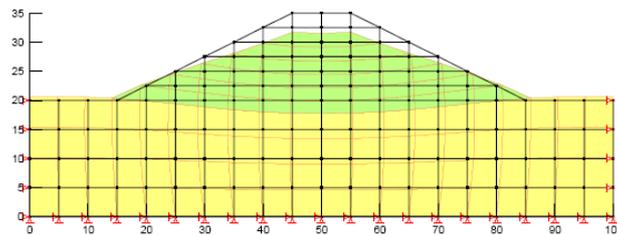


Figura 6.13 Malla deformada después de un solo paso de carga sobre el terraplén (SIGMAW Engineering Book)

6.6 Elementos de excavación

Los elementos de excavación trabajan de forma similar que los elementos de relleno, en que ellos pueden ser el resultado de un conjunto de pasos para simular el proceso de excavado desde el tope (o en el caso de un túnel, por la lineal central). Cuando un elemento es removido, una fuerza que empuja hacia el exterior sobre lo que queda del sólido debe ser aplicado. Distinto a los elementos de relleno cuando las fuerzas son conocidas por el peso del sólido que comienza a añadirse, un elemento de excavación usa los esfuerzos totales existentes como los elementos de los bordes adyacentes comenzados a ser removidos. De esta forma el esfuerzo actual total activo en

La figura 6.15 muestra partes de un problema de excavación en cuyos elementos son excavados (removidos) incrementando la carga en tiempos 1 y 2. Elementos con tiempo 0 son elementos permanentes los cuales están presentes a través del análisis

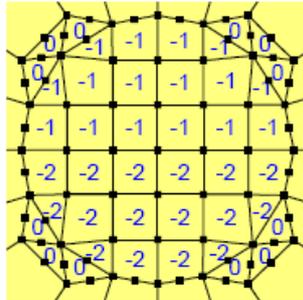


Figura 6.15 especificaciones de elementos excavación (SIGMAW Engineering Book)

Elementos de relleno son añadidos al problema en el tiempo seleccionado, y no existen antes de este paso de tiempo; los elementos de excavación son removidos del problema en el paso de tiempo seleccionado, y no existen antes de este paso de tiempo; elementos permanentes existen a través de todo el problema, y no requieren un paso de tiempo seleccionado.

V.3 ASPECTOS GEOTECNICOS

7.1. Descripción y caracterización del material de préstamo.

La primera fase de la presa derecha tiene una longitud de 850 m de presa de tierra de material zona 1A con un filtro chimenea de zona 2A, y un enrocado de protección de zona 2E. (Figura 7.1)

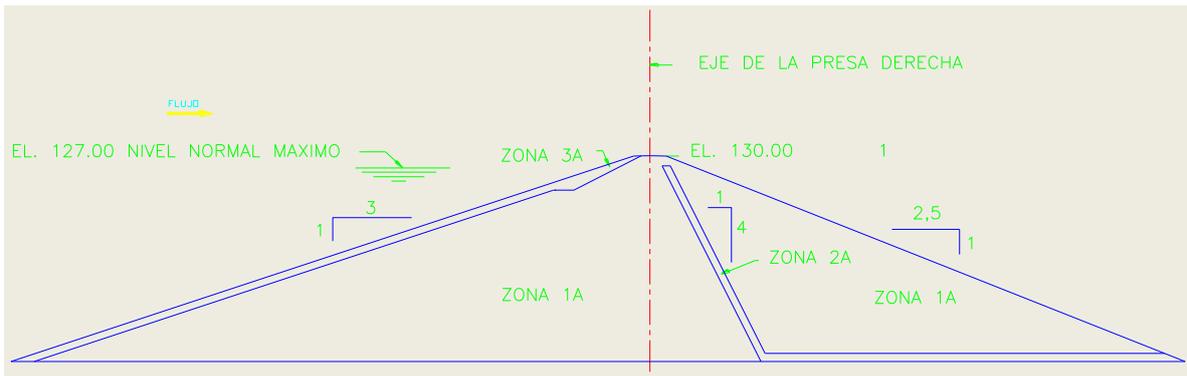


Figura 7.1 primera fase de construcción de la presa (Informe Alternativo EDELCA)

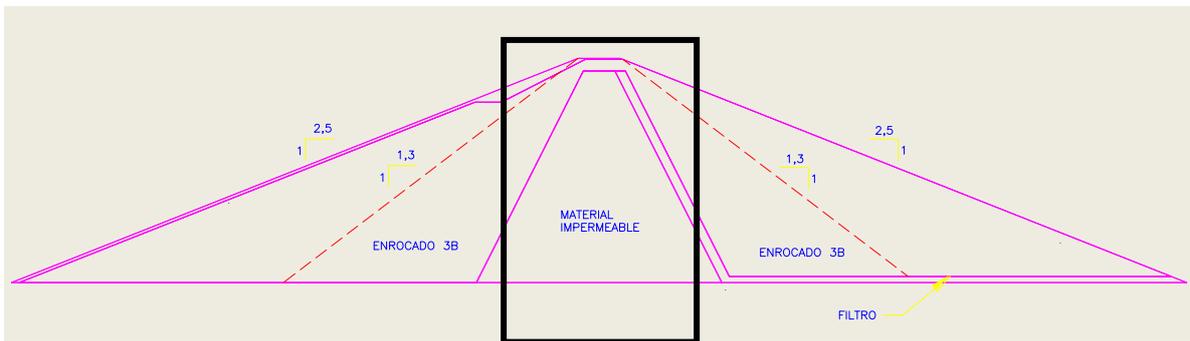


Figura 7.2 Partes de la presa derecha Tocoma. Enmarcado se encuentra el área específica a trabajar (Núcleo). (Informe Alternativo EDELCA)

La construcción de La Presa Derecha, en la primera fase, requiere de los siguientes materiales:

Tabla N°16 Tabla de materiales

Material	Volumen (m ³)
Material impermeable zona 1 A	4.140.000
Material de filtro y protección (2A y 3A)	203.000

Los materiales a colocarse están ubicados en los préstamos No. 9 y 7. En el préstamo 9 queda un remanente de 5.265.000 m³ y en el préstamo 7 existe en banco 1.790.000 m³. Es decir, las cotas inferiores de la presa se usara con el préstamo No. 7, y luego se empezará a colocar material proveniente del préstamo No. 9. Las características y ubicación de estas zonas de préstamo luego de las evaluaciones geológicas preliminares se muestran en la tabla n° 17.

Tabla N° 17 Caracterización de los materiales de las zonas de préstamo 7 y 9

Ubicación de áreas de préstamo	Área aproximada	Clasificación de los materiales encontrados	Volumen utilizable aprox. Con F.S de 2
Préstamo 7: ubicado aguas abajo de la presa derecha al norte de la cordillera Terecay.	491.000 m ²	SM, ML, y CL	1.790.000 m ³
Préstamo 9: Ubicado en la margen derecha del Caroní, aguas abajo de la presa derecha entre los préstamos 7 y 8 al norte de la cordillera Terecay.	1.430.000 m ²	SM, SC, CL y ML	5.380.000 m ³
Cantera 3: Ubicada aguas arriba de la presa derecha.	590.000 m ²	Arenas limosas (SM), Rd, RMd, Rf.	599.000 m ³ recubrimiento, Roca: 9.221.000 m ³

Fuente: Edelca Pto Ordaz

De acuerdo a los ensayos de laboratorio realizados en Edelca Puerto Ordaz, se discrimina la caracterización del material de las zonas de préstamo 7 y 9 tomando en cuenta granulometría e hidrometría de las muestras tomadas tanto por perforaciones como de las fosas de excavación realizados en cada una de dichas zonas.

Tabla N° 18 Datos de límites de atterberg y carta de plasticidad para perforaciones y calicatas correspondientes a la zona de préstamo número 7

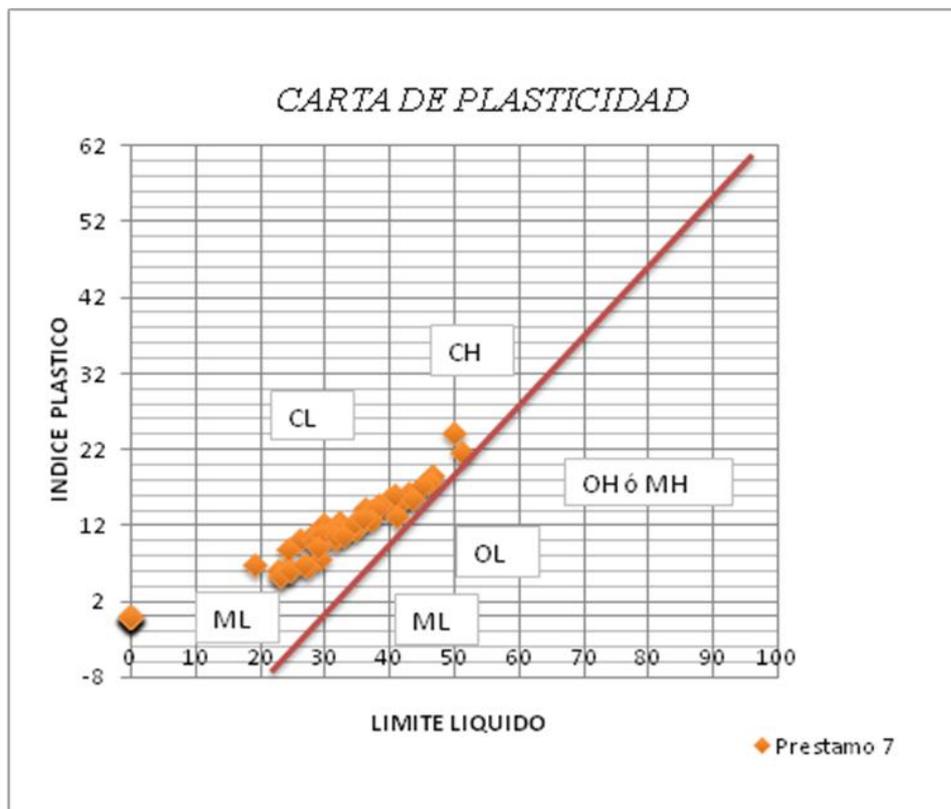
Calicata	N° Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT22	M.1	44	27,6	16,4	22,3
	M.2	46,7	28	18,7	17,0
	M.3	34,8	23,2	11,6	12,5
CT23	M.1	46,3	28,4	17,9	20,7
	M.2	41,3	26,2	15,1	13,9
	M.3	0	0	NP	9,4
	M.4	0	0	NP	10,9
	M.5	0	0	NP	10,9
	M.6	29,9	19,1	10,8	12,1
CT24	M.1	40,8	25,6	15,2	15,1
	M.2	36,4	22,2	14,2	17,4
	M.3	31,8	21,7	10,1	16,7
	M.4	29,3	21,6	7,7	13,8
	M.5	27,4	20,7	6,7	13,1
	M.6	24,7	18,5	6,2	3,9

Calicata	Nº Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT25	M.1	39,9	24,4	15,5	15,1
	M.2	39,9	24,7	14,9	14,6
	M.3	50	25,8	24,2	8,9
	M.4	23	17,6	5,4	6,3
	M.5	24,2	17,8	6,4	4,5
	M.6	22,9	16,8	6,1	3,1
	M.7	23	17,6	5,4	1,9
CT26	M.1	38,5	23,8	14,7	6,8
	M.2	43,1	26,9	16,2	11,9
	M.3	32,2	19,8	12,4	5,7
	M.4	28,4	17,9	10,5	5,2
	M.5	28,1	17,7	10,4	3,8
CT27	M.1	41,6	26,5	15,1	14,4
	M.2	40,8	24,7	16,1	13,5
	M.3	33,5	22,1	11,4	10,4
	M.4	29,8	17,6	12,2	10,1
	M.5	26,2	16	10,2	3,4
	M.6	0	0	NP	2,2
CT28	M.1	46,1	28,6	17,5	16,3
	M.2	51,1	29,5	21,6	21
	M.3	37,2	23,7	13,5	20,4
	M.4	32,4	21,2	11,2	20,7
	M.5	28,2	17,4	10,8	23,6
CT29	M.1	0	0	NP	8,7
	M.2	19,1	12,1	7	8,1
	M.3	0	0	NP	3,7
CT30	M.1	0	0	NP	5,2
	M.2	0	0	NP	5
	M.3	0	0	NP	14
	M.4	0	0	NP	3,3
CT34	M.1	45,1	27,8	17,3	14,8
	M.2	37,2	23,3	13,9	8,9
	M.3	31,7	19,9	11,8	6,2
	M.4	27,9	17,2	10,7	2
	M.5	28,4	18,1	10,3	2
	M.6	32,3	20,5	11,8	4,6
	M.7	30,7	19,6	11,1	2,5
	M.8	24,4	15,6	8,8	1,6
CT35	M.1	29,5	18,6	10,9	16,4
	M.2	31,8	21,1	10,7	8,8
	M.3	28,9	19,6	9,3	8,5
	M.4	38,1	23,8	14,3	15,7
	M.5	35,6	23,2	12,4	15,1
	M.6	35,1	22,6	12,5	12,4
	M.7	34,4	22,2	12,2	12,7

Continuación tabla 18

Calicata	Nº Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT36	M.1	43,5	27,9	15,6	13,6
	M.2	41,2	28	13,2	15,4
	M.3	37,2	24,4	12,8	13,8
	M.4	35,8	22,7	13,1	13,4
	M.5	32,8	22,2	10,6	12,1
	M.6	24,7	18,5	6,2	5,2
	M.7	26,8	19,9	6,9	7,8

Continuación tabla 18



Basados en los datos de índice de plasticidad y límite líquido obtenidos para cada una de las muestras tomadas en la zona de préstamo numero 7, podemos decir que, en general, el tipo de material es arcilloso y de baja plasticidad (CL) que varía a un limo de baja plasticidad (ML), con un promedio de humedad natural de un 10,7 %.

Tabla N° 19 Datos de los límites de Atterberg y carta de plasticidad para perforaciones y calicatas correspondientes a la zona de préstamo número 9

Calicata	N° Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT2	M.1	45,2	28,6	16,6	14,8
	M.2	28,5	18,5	10	24,6
	M.3	0	0	NP	19,6
	M.4	0	0	NP	13,5
	M.5	26,4	18,8	7,6	8,4
CT3	M.1	50,3	26,3	24	21,9
	M.2	28,3	19,2	9,1	11,1
	M.3	36,3	23,6	12,7	23,0
	M.4	23,3	17,5	5,8	7,4
	M.5	0	0	NP	9,1
	M.6	24,7	18,2	6,5	17,1
	M.7	0	0	NP	3,9
CT4	M.1	24,9	15,6	9,3	6,8
	M.2	26,5	16,2	10,3	7,1
	M.3	25,7	15,9	9,8	3,5
	M.4	29,2	18,3	10,9	3,5
	M.5	23,6	17,8	5,8	5,2
	M.6	0	0	NP	7,1
CT6	M.1	45,9	24,9	21	20,1
	M.2	38,8	23,7	15,1	22,0
	M.3	41,8	25,6	16,2	26,3
	M.4	0	0	NP	7,0
	M.5	23,5	17,9	5,6	8,4
	M.6	27,1	18,7	8,4	8,0
	M.7	28,1	19,8	8,3	6,7
CT7	M.1	50,2	29,6	20,6	13,7
	M.2	37	24,5	12,5	9,3
	M.3	41	25,2	15,8	10,5
	M.4	28,1	17,2	10,9	6,5
	M.5	31,5	19,3	12,1	7,1
CT8	M.1	43,5	26,6	16,9	15
	M.2	30,4	19,3	11,1	7,4
	M.3	34,6	23,3	11,3	6,9
	M.4	32,9	20	12,9	8
	M.5	24,6	15,6	9	3,3
CT9	M.1	39,1	24	15,1	21,2
	M.2	31,9	20,1	11,8	14
CT10	M.1	28	17,5	10,5	9,6
	M.2	31,6	20	11,6	4,6

Calicata	N° Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT11	M.1	42,2	26,1	16,1	18,6
	M.2	36	24	12	19,9
	M.3	29,6	18,4	11,2	13,5
	M.4	0	0	NP	10,5
CT12	M.1	35,9	22,5	13,4	11,1
	M.2	34,2	21,3	12,9	7
CT12'	M.1	39,1	24,6	14,3	21
	M.2	28,9	18,2	10,7	7,9
	M.3	26,2	17,3	8,9	13,8
CT13	M.1	0	0	0	9,6
	M.2	32,6	20,8	11,8	4,4
	M.3	20,9	12,9	8	2,7
CT14	M.1	15,8	11,1	4,7	2
	M.2	0	0	0	14,5
	M.3	35,3	22,4	12,9	9,2
	M.4	32,9	19,5	13,4	4
CT15	M.1	44,9	28	16,9	14,1
	M.2	43,8	28,7	15,1	13,5
	M.3	39,1	24,6	14,5	10,8
	M.4	29,3	18,2	11,1	10,3
CT15'	M.1	0	0	0	13,3
	M.2	41,9	26,4	15,5	14
	M.3	32	19,7	12,3	9,9
	M.4	29	18,5	10,5	9,5
	M.5	28,7	18,3	10,4	6,8
CT16	M.1	39,5	24	15,5	16,9
	M.2	29,3	19,1	10,2	4,8
CT16'	M.1	38,2	23,5	14,7	18,1
	M.2	35,5	23,1	12,4	10,2
CT19	M.1	43,2	26,9	16,3	22,5
	M.2	26	18,8	7,2	6,1
	M.3	0	0	NP	4,9
CT20	M.1	42,2	26,1	16,1	18,6
	M.2	36	24	12	19,9
	M.3	29,6	18,4	11,2	13,5
	M.4	0	0	NP	10,5
CT43	M.1	52	30,2	21,8	20,2
	M.2	38,8	24,6	14,2	9,9
	M.3	26,2	16,5	9,7	2,9
	M.4	0	0	NP	5,8
	M.5	31,8	20,5	11,3	6,5
	M.6	32	20,7	11,3	7,0
	M.7	31	19,8	11,2	8,0

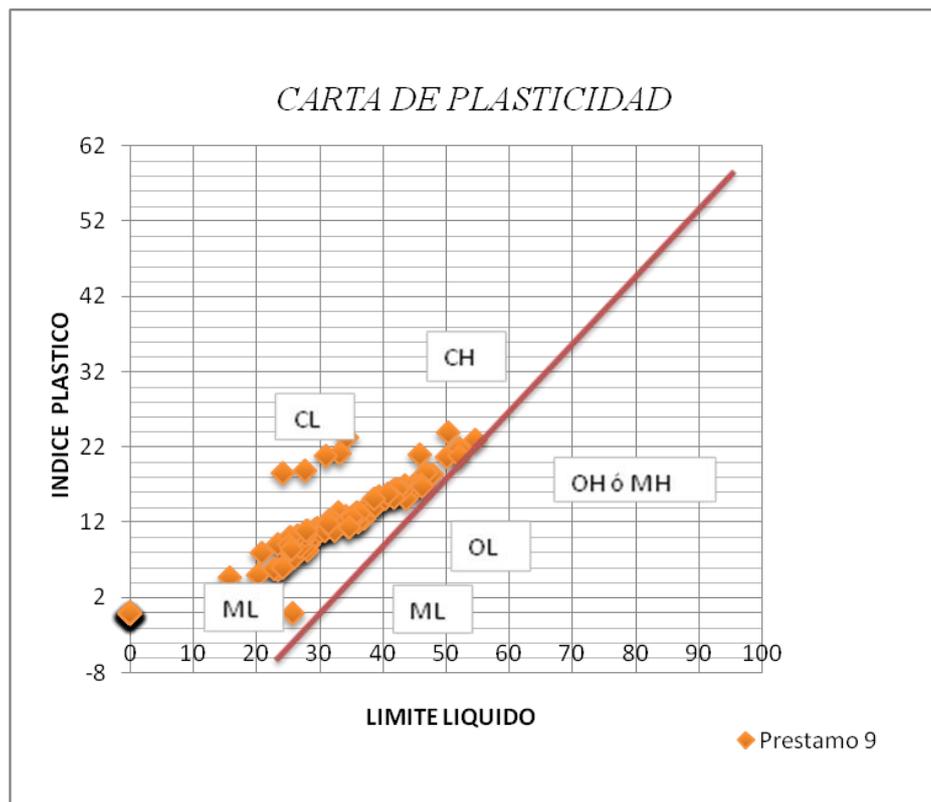
Continuación tabla 19

Calicata	N° Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT44	M.1	42,2	26	16,2	14,6
	M.2	47,8	29,4	18,4	21,8
	M.3	54,7	31,4	23	29,5
	M.4	0	0	NP	8,4
CT45	M.1	40,3	25,1	15,1	12,5
	M.2	34,4	23,2	23,2	9,0
	M.3	33,1	21,2	21,1	9,1
	M.4	27,7	18,8	18,8	9,6
	M.5	31,1	20,8	20,8	6,6
	M.6	24,1	18,6	18,6	3,8
	M.7	0	0	NP	4,1
	M.8	0	0	NP	4,1
	M.9	0	0	NP	5,1
CT46	M.1	52	31,2	20,8	19,5
	M.2	36,2	23,1	13,1	11,4
	M.3	34,9	22,5	12,4	9,6
	M.4	34,2	22,1	12,1	8,6
	M.5	24,9	16,7	8,2	2,8
	M.6	0	0	NP	2,4
CT47	M.1	42,2	25,7	16,5	13,3
	M.2	41,5	25,4	16,1	12
	M.3	41,1	25,4	15,7	9,8
	M.4	42,4	26	16,4	8,7
	M.5	35,2	22,5	12,7	7,7
	M.6	30,8	19,9	10,9	3,2
CT48	M.1	0	0	NP	1,2
	M.2	20,3	15,3	5	3,7
	M.3	30	19,3	10,7	5,1
	M.4	30,9	20,1	10,8	4,2
	M.5	27,3	17,8	9,5	3,8
CT49	M.1	41,8	26,5	15,3	12,7
	M.2	40,8	25,1	15,7	13,1
	M.3	32,3	21,5	10,8	8,2
	M.4	27,7	19,1	8,6	4,7
	M.5	25,8	16,2	9,6	3,7
	M.6	0	0	NP	2,3
	M.7	27	18,3	8,7	2,2
	M.8	25,3	17,1	8,2	4,9
CT50	M.1	0	0	NP	2
	M.2	23,4	14,3	9,1	7,2
	M.3	46,9	28,3	18,6	22
	M.4	27,8	17,5	10,3	12,2

Continuación tabla 19

Calicata	N° Muestra	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	Humedad (%)
CT51	M.1	22,9	17,1	5,8	4,1
	M.2	24,2	18,2	6	3,9
	M.3	0	0	NP	5,2
	M.4	0	0	NP	6,1
CT55	M.1	46	29	17	21,5
	M.2	46,3	29,5	16,8	27,2
	M.3	38,6	23,5	15,1	26,7
	M.4	34,8	23,4	11,4	6,1
	M.5	26,5	16,3	10,2	4,8
	M.6	25,4	15,3	10,1	6,5
	M.7	0	0	NP	5,9
	M.8	25,1	16	9,1	5,7
	M.9	25,6	17,2	8,4	12,8
	M.10	31,5	19,7	11,8	11,3
	M.11	27,9	17,1	10,8	6,4

Continuación tabla 19



La carta de plasticidad correspondiente a la zona de préstamo número 9, muestra un tipo de material variante entre arcilloso de baja plasticidad (CL), y limoso de baja plasticidad (ML), con un promedio de humedad natural de un 12,9 %.

Podemos decir que, en cuanto al material fino estudiado, existe bastante homogeneidad entre las tres zonas de préstamo estudiadas, dando como resultado una arcilla de baja plasticidad (CL) con algunas trazas de limos de baja plasticidad (ML), y una humedad natural que fluctúa entre 10 y 15%.

Además de los ensayos de límites de consistencia realizados a las muestras del material de préstamo también se realizaron análisis granulométricos para completar la clasificación correcta de los mismos. A continuación se muestran las tablas resumen de granulometría correspondiente a las 2 zonas de préstamo con la clasificación por muestra.

Tabla N° 20 Análisis Granulométrico del material de préstamo número 7

Muestra	Prof. (m)	Grava	Arena			Finos	Peso específico	Densidad máx. Kg/m ³	Clasificación Unificada
			Gruesa	Media	Fina				
PRESTAMO 7									
CT22,M.1	0 - 1.00		0.5%	2,5 %	6,9 %	90,1 %	2,9	1500,0	ML
CT22,M.2	1.00 - 2.00	6,3 %	2,6 %	7,6 %	19,3 %	64,2 %	2,9	1454,0	ML
CT22,M.3	2.00 - 3.00	8,2 %	1,2 %	13,8 %	3,4 %	42,8 %	3,0	1149,0	SC
CT23,M.1	0 - 1.00	7,2 %	4 %	18,9 %	25,2 %	41,8 %	2,7	1536,0	SC
CT23,M.2	1.00 - 2.00	7,4 %	7,6 %	16,9 %	17,3 %	50,8 %	2,6	1578,0	ML
CT23,M.3	3.00 - 4.00		1,4 %	20,4 %	37 %	41,2 %	2,6	1974,0	SC
CT23,M.4	5.00 - 6.00		1 %	16,1 %	44,1 %	38,8 %	2,6	1730,0	SC
CT23,M.5	7.00 - 8.00		1,2 %	15,6 %	39,8 %	43,4 %	2,6	1719,0	SC
CT23,M.6	9.00 - 10.00		6,7 %	27,9 %	36,5 %	28,9 %		1722,0	SC
CT24,M.1	0 - 1.00	11 %	4,6 %	10,6 %	17,3 %	52,6 %	2,7	1568,0	CL
CT24,M.2	1.00 - 2.00	0,4 %	0,7 %	9,1 %	23,2 %	66,6 %	2,6	1596,0	CL
CT24,M.3	5.00 - 6.00		0,8 %	18,9 %	31,7 %	48,9 %	2,6	1696,0	SC
CT24,M.4	7.00 - 8.00		1 %	16 %	44 %	39 %	2,6	1720,0	SC
CT24,M.5	8.00 - 9.00		0,5 %	16 %	38 %	45.5	2,6	1764,0	SC
CT24,M.6	19.00 - 20.00	5,6 %	3,7 %	26,3 %	37,5 %	26,9 %	2,6	1718,0	SC

CT25,M.1	0 - 1.00	5,5 %	4 %	12,7 %	14,8 %	63 %	2,7	1627,0	CL
CT25,M.2	1.00 - 2.00		0,5 %	8,2 %	22,9 %	68,4 %	2,7	1653,0	CL
CT25,M.3	3.00 - 4.00	10 %	5 %	7,4 %	7 %	69 %	2,8	1614,0	CL
CT25,M.4	5.00 - 6.00		0,7 %	14,3 %	44,5 %	40,5 %	2,6	1817,0	SC
CT25,M.5	7.00 - 8.00	0,4 %	2,2 %	20,4 %	37,7 %	39,3 %	2,6	1811,0	SC
CT25,M.6	9.00 - 10.00	3,9 %	2,7 %	19,9 %	36,1 %	37,4 %	2,6	1824,0	SC
CT25,M.7	11.00 - 11.80	2,6 %	3,6 %	21,5 %	38,3 %	34 %	2,6	1825,0	SC
CT26,M.1	0 - 1.00	31 %	8,2 %	7,5 %	7 %	18,4 %	2,7	1869,0	GC
CT26,M.2	1.00 - 2.00	72 %	1,8 %	14,8 %	17,1 %	59,1 %	2,6	1717,0	ML
CT26,M.3	3.00 - 4.00	2,3 %	5,5 %	22,9 %	33,2 %	36,1 %	2,6	1718,0	SC
CT26,M.4	5.00 - 6.00	2,3 %	2,6 %	27,1 %	36,8 %	31,2 %	2,6	1816,0	SC
CT26,M.5	7.00 - 8.00	9,6 %	6,2 %	24,3 %	27,2 %	31,1 %	2,6	1820,0	SC
CT27,M.1	0 - 1.00		0,5 %	6,5 %	21,5 %	71,5 %	2,8	1660,0	ML
CT27,M.2	1.00 - 2.00		0,6 %	7,4 %	21,4 %	70,6 %	2,7	1584,0	CL
CT27,M.3	3.00 - 4.00		1,8 %	20,5 %	29,7 %	48 %	2,7	1659,0	SC
CT27,M.4	5.00 - 6.00		0,5 %	14,5 %	40 %	45 %	2,6	1772,0	SC
CT27,M.5	7.00 - 8.00	9,5 %	3,1 %	21,3 %	36,9 %	26,8 %	2,6	1763,0	SC
CT27,M.6	9.00 - 10.00	8,8 %	1,6 %	17,5 %	44,4 %	25,2 %	2,6	1750,0	SM
CT28,M.1	0 - 1.00	1,6 %	6,4 %	26,2 %	15,2 %	50,6 %	2,6	1657,0	ML
CT28,M.2	1.00 - 2.00	0,8 %	3,2 %	17,5 %	14,2 %	64,3 %	2,6	1622,0	CH
CT28,M.3	3.00 - 4.00	0,5 %	2,1 %	16,8 %	17,6 %	63 %	2,6	1673,0	CL
CT28,M.4	5.00 - 6.00	45 %	13,6 %	15,1 %	4,8 %	11,5 %	2,6	1732,0	GC
CT28,M.5	7.00 - 8.50		4,4 %	23,6 %	28 %	43 %	2,6	1775,0	SC
CT29M.1	0 - 1.00		3,7 %	26,5 %	50,8 %	19 %	2,6		SC
CT29M.2	1.00 - 2.00	4,8 %	8,1 %	33,1 %	26,6 %	27,6 %	2,6	1959,0	SC
CT29M.3	3.00 - 4.00	22 %	14 %	27 %	13,5 %	12,9 %	2,6	1946,0	SC
CT30,M.1	0 - 1.00		4,5 %	21,3 %	50,2 %	24 %	2,7	1969,0	SM
CT30,M.2	1.00 - 2.00	7,1 %	4 %	16,1 %	16,6 %	52,8 %	2,7	1844,0	ML
CT30,M.3	3.00 - 4.00	5,3 %	4,2 %	27,2 %	32,1 %	31,2 %	2,7	1914,0	SM
CT30,M.4	5.00 - 5.90	14 %	5,2 %	27,5 %	27,3 %	16,6 %	2,6	1892,0	SM
CT34,M.1	0 - 1.00	10 %	2,3 %	8,8 %	14,3 %	64,3 %	2,7	1630,0	ML
CT34,M.2	1.00 - 2.00	10 %	4,4 %	16,2 %	18,5 %	50,9 %	2,61	1722,0	CL
CT34,M.3	3.00 - 4.00	4,8 %	3,3 %	18,9 %	28,5 %	44,5 %	2,64	1795,0	SC
CT34,M.4	5.00 - 6.00							1868,0	
CT34,M.5	7.00 - 8.00		5,6 %	29,1 %	32,8 %	29,6 %	2,61	1819,0	SC
CT34,M.6	9.00 - 10.00	2 %	3,1 %	22,4 %	29,1 %	43,4 %	2,65	1786,0	SC
CT34,M.7	11.00 - 12.00	3,1 %	2,8 %	23,8 %	36,9 %	33,4 %	2,62	1822,0	SC
CT34,M.8	13.00 - 13.80	9,9%	7,3%	24%	27,5%	28,1%	2,63	1887,0	SC
CT35,M.1	0 - 1.00		0,2%	13,2%	37,7%	49,9%	2,57	1718,0	SC
CT35,M.2	3.00 - 4.00	2,6%	3,4%	14,8%	26,5%	50,7%	2,7	1814,0	CL

CT35,M.3	7.00 - 8.00	4,3%	4,9%	19,9%	26,3%	43,2%	2,73	1876,0	SC
CT35,M.4	9.00 - 10.00	5,6%	6,8%	19,2%	24,2%	44,2%	2,7	1646,0	SC
CT35,M.5	11.00 - 12.00	4,7%	7,2%	24,3%	25,4%	38,4%	2,72	1687,0	SC
CT35,M.6	13.00 - 14.00	8,1%	6,3%	21,3%	26,8%	36,2%	2,79	1769,0	SC
CT35,M.7	15.00 - 16.00	10,1%	4,9%	19,5%	26,3%	39,2%	2,73	1766,0	SC
CT36,M.1	0 - 1.00	16,2%	5,8%	8,5%	13,4%	49,6%	2,68	1654,0	SM
CT36,M.2	1.00 - 2.00	15,7%	6,5%	9,1%	15,2%	47,5%	2,71	1600,0	SM
CT36,M.3	3.00 - 4.00	11,9%	4,8%	15,6%	20,8%	46,9%	2,64	1626,0	SC
CT36,M.4	5.00 - 6.00	6,0%	4,2%	20,6%	22,6%	46,6%	2,65	1704,0	SC
CT36,M.5	7.00 - 8.00	7,5%	5,1%	20,0%	24,5%	42,9%	2,65	1698,0	SC
CT36,M.6	9.00 - 10.00	12,9%	10,5%	17,7%	30,8%	28,1%	2,78	1983,0	SC
CT36,M.7	11.00 - 12,50	11,6%	9,0%	15,7%	27,7%	36,0%	2,86	1960,0	SC

En esta tabla se tienen las 11 calicatas correspondientes al préstamo numero 7, con las clasificación de suelo correspondiente a cada muestra analizada por el laboratorio de suelos del departamento de Geología en EDELCA.

En orden de abundancia podemos decir que la zona de préstamo numero 7, basados en granulometría e índices de consistencia, consta de: **Arena arcillosa (SC)**, **Arcillas y limos de Baja Plasticidad (CL) y (ML)** y **Arenas Limosas**. Cabe destacar que los espesores de arena serán empleados en otras estructuras diferentes al núcleo de la Presa Derecha de Tocomá, por lo que solo serán empleados los espesores correspondientes a CL y ML..

Tabla N° 21 Análisis Granulométrico del material de préstamo numero 9

Muestra	Prof. (m)	Grava	Arena			Finos	Peso específico	Densidad Max. Kg/m ³	Clasificación Unificada
			Gruesa	Media	Fina				
PRESTAMO 9									
CT2,M.1	0 - 1.00	19.3%	7,3%	15,0%	10,2%	48,2%	2,6	1687,0	SM
CT2,M.2	1.00 - 2.00	5.8%	2,2%	7,3%	25,1%	57,1%	2,7	1579,0	SC
CT2,M.3	2.00 - 3.00	1,0%	1,1%	15,9%	46,7%	35,3%	2,7	1788,0	SM
CT2,M.4	3.00 - 4.00		4,4%	9,3%	64,7%	24,6%	2,7	1942,0	SM
CT2,M.5	6.00 - 7.00	4.9%	7,8%	33,3%	38,0%	16,0%	2,9	1928,0	SC

CT3,M.1	0 - 1.00	3,5%	0,9%	13,3%	14,1%	68,2%	2,6	1587,0	CH
CT3,M.2	2.00 - 3.00	0,7%	16,8%	16,8%	26,8%	38,9%	2,6	1869,0	SC
CT3,M.3	3.00 - 4.00	0,0%	2,2%	20,8%	25,2%	51,8%	2,7	1748,0	CL
CT3,M.4	5.00 - 6.00	1,2%	5,3%	33,5%	29,4%	30,6%	2,6	1920,0	SM
CT3,M.5	6.00 - 7.00	3,2%	6,0%	36,3%	28,9%	25,6%	2,6	1860,0	SM
CT3,M.6	10.00-11.00	5,0%	11,2%	33,1%	19,9%	29,5%	2,6	1928,0	SM
CT3,M.7	11.00-12.00	9,2%	8,2%	34,1%	26,0%	22,5%	2,5	1866,0	SM
CT4,M.1	0 - 1.00		4,3%	37,2%	39,9%	18,6%	2,6	1972,0	SC
CT4,M.2	1.00 - 2.00		7,8%	31,9%	18,7%	30,7%	2,6	1920,0	SC
CT4,M.3	2.00 - 3.00		7,6%	33,1%	23,6%	27,0%	2,7	1914,0	SC
CT4,M.4	3.00 - 4.00		12,1%	36,9%	23,3%	20,2%	2,7	1902,0	SC
CT4,M.5	7.00 - 8.00		12,2%	32,1%	20,8%	19,8%	2,6	1903,0	SM
CT4,M.6	9.00 - 10.00	7,7%	9,4%	27,7%	29,5%	13,8%	2,6	2082,0	SM
CT6,M.1	0 - 1.00	0,6%	2,1%	15,6%	13,9%	67,8%	2,7	1630,0	CL
CT6,M.2	2.00 - 3.00		2,3%	13,7%	18,0%	66,0%	2,7	1644,0	CL
CT6,M.3	3.00 - 4.00	1,4%	3,5%	14,1%	15,4%	65,6%	2,7	1612,0	CL
CT6,M.4	9.00 - 10.00	3,5%	7,7%	30,4%	28,4%	30,0%	2,6	1902,0	SM
CT6,M.5	14.00-15.00	3,5%	6,2%	33,3%	28,4%	28,6%	2,6	1873,0	SM
CT6,M.6	20.00-21.00	1,3%	5,5%	29,2%	36,3%	27,7%	2,6	1876,0	SC
CT6,M.7	23.00-24.00	4,0%	7,3%	29,4%	27,8%	31,5%	2,6	1874,0	SC
CT7,M.1	0 - 1.00	25,3%	8,1%	17,3%	9,2%	40,1%	2,8	1755,0	CH
CT7,M.2	1.00 - 2.00	24,8%	9,4%	15,4%	9,1%	29,0%	2,8	1837,0	SC
CT7,M.3	4.00 - 5.00	21,4%	6,5%	19,5%	14,3%	18,7%	2,7	1796,0	SC
CT7,M.4	6.00 - 7.00	9,9%	6,3%	28,6%	20,0%	15,8%	2,7	1782,0	SC
CT7,M.5	8.00 - 9.00	8,8%	6,2%	33,5%	25,9%	20,8%	2,6	1851,0	SC
CT8,M.1	0 - 1.00	6,2%	1,1%	13,1%	11,8%	63,5%	2,7	1612,0	ML
CT8,M.2	1.00 - 2.00	2,3%	4,4%	23,1%	40,1%	30,1%	2,7	1747,0	SC
CT8,M.3	4.00 - 5.00	2,8%	8,0%	30,8%	16,2%	42,2%	2,6	1807,0	SC
CT8,M.4	7.00 - 8.00	4,1%	3,4%	24,1%	25,3%	43,1%	2,6	1748,0	SC
CT8,M.5	9.00 - 10.00	7,9%	1,6%	23,2%	30,4%	36,9%	2,6	1844,0	SC
CT9,M.1	0 - 1.00	0,7%	2,8%	19,2%	23,3%	54,0%	2,6	1636,0	CL
CT9,M.2	1.00 - 2.00		7,4%	27,0%	31,2%	34,4%	2,6	1785,0	SC
CT10,M.1	0 - 1.00	19,2%	6,5%	29,9%	16,7%	27,7%	2,6	1849,0	SC
CT10,M.2	1.00 - 2.00	30,8%	9,8%	20,1%	10,1%	13,5%	2,6	1870,0	SC
CT11,M.1	0 - 1.00		2,3%	25,2%	11,5%	61,0%	2,6	1607,0	CL
CT11,M.2	2.00 - 3.00		1,3%	25,3%	22,2%	51,2%	2,6	1688,0	CL
CT11,M.3	4.00 - 5.00		2,8%	39,4%	31,9%	26,3%	2,6	1730,0	SC
CT11,M.4	7.00 - 8.00		5,8%	36,2%	31,4%	26,6%	2,6	1786,0	SM
CT12,M.1	0 - 1.00	9,4%	8,5%	20,5%	16,7%	44,9%	2,6	1753,0	SC
CT12,M.2	1.00 - 2.00	13,8%	5,3%	28,1%	29,8%	20,6%	2,4	1780,0	SC
CT12',M.1	0 - 1.00	4,9%	3,1%	10,0%	10,4%	71,6%	2,7	1480,0	CL

CT12',M.2	1.00 - 2.00	12,9%	9,9%	26,6%	26,5%	24,1%	3,0	1968,0	SC
CT12',M.3	4.00 - 5.00	10,6%	3,4%	19,5%	37,6%	25,8%	2,7	1884,0	SC
CT13,M.1	0 - 1.00	18,4%	13,4%	29,1%	13,4%	23,4%	2,6	1848,0	SC
CT13,M.2	2.00 - 3.00	14,1%	10,7%	26,0%	15,2%	22,6%	2,6	1910,0	SC
CT13,M.3	5.00 - 6.00	7,8%	17,5%	38,5%	17,8%	18,4%	2,6	1886,0	SC
CT14,M.1	0 - 1.00	31,6%	7,9%	15,5%	14,5%	16,7%	2,6	2121,0	GS
CT14,M.2	1.00 - 2.00		1,1%	19,5%	15,3%	64,1%	2,6	1609,0	ML
CT14,M.3	3.00 - 4.00		1,9%	26,1%	25,3%	46,7%	2,6	1783,0	SC
CT14,M.4	4.00 - 5.00		1,3%	18,7%	34,5%	45,5%	2,6	1813,0	SC
CT15,M.1	0 - 1.00	15,2%	3,5%	10,5%	10,1%	53,7%	2,7	1709,0	ML
CT15,M.2	1.00 - 2.00	6,4%	2,3%	20,1%	16,3%	54,9%	2,6	1616,0	ML
CT15,M.3	2.00 - 3.00	0,8%	1,9%	25,0%	21,1%	51,2%	2,7	1686,0	CL
CT15,M.4	3.00 - 4.00	8,6%	6,0%	32,8%	27,3%	25,3%	2,7	1828,0	SC
CT15',M.1	0 - 1.00	30,3%	4,1%	8,9%	8,7%	48,0%	2,6	1651,0	GC
CT15',M.2	1.00 - 2.00	4,9%	4,9%	19,1%	15,3%	55,8%	2,6	1586,0	ML
CT15',M.3	2.00 - 3.00	2,8%	6,9%	24,5%	19,7%	46,1%	2,6	1817,0	SC
CT15',M.4	3.00 - 4.00	6,3%	6,0%	27,9%	24,1%	35,7%	2,6	1801,0	SC
CT15',M.5	4.00 - 5.00	2,5%	1,0%	23,3%	35,0%	38,1%	2,6	1857,0	SC
CT16,M.1	0 - 1.00	4,4%	2,6%	18,2%	13,5%	61,3%	2,6	1608,0	CL
CT16,M.2	2.00 - 3.00	6,3%	4,9%	33,2%	33,0%	22,6%	2,6	1690,0	SC
CT16',M.1	0 - 1.00	0,6%	1,9%	18,8%	13,1%	65,7%	2,6	1601,0	CL
CT16',M.2	1.00 - 2.00		5,6%	35,0%	24,3%	35,2%	2,6	1589,0	SC
CT19,M.1	0 - 1.00		3,1%	22,0%	17,8%	57,1%	2,6	1703,0	ML
CT19,M.2	1.00 - 2.00	17,5%	8,9%	24,0%	20,1%	16,2%	2,6	1864,0	SC
CT19,M.3	3.00 - 4.00	22,0%	8,9%	17,9%	27,2%	22,0%	2,6	1860,0	SM
CT20,M.1	0 - 1.00		2,3%	25,2%	11,5%	61,0%	2,6	1607,0	ML
CT20,M.2	1.00 - 2.00		1,3%	25,3%	22,2%	51,2%	2,6	1688,0	CL
CT20,M.3	4.00 - 5.00		2,8%	39,4%	31,9%	26,3%	2,6	1730,0	SC
CT20,M.4	7.00 - 8.00		5,8%	36,2%	31,4%	26,6%	2,6	1786,0	SM
CT43,M.1	0 - 1.00	2,6%	5,2%	6,5%	6,4%	79,3%	2,7	1486,0	CH
CT43,M.2	1.00 - 2.00	5,8%	6,2%	16,6%	28,6%	43,8%	2,8	1670,0	SC
CT43,M.3	3.00 - 4.00	15,7%	16,8%	27,3%	21,4%	14,8%	2,6	1994,0	SC
CT43,M.4	5.00 - 6.00							1939,0	?
CT43,M.5	7.00 - 8.00	7,7%	10,0%	35,0%	33,5%	13,8%	2,6	1876,0	SC
CT43,M.6	9.00 - 10.00							1872,0	?
CT43,M.7	11.00 - 12.00	6,7%	20,3%	33,4%	18,9%	20,7%	2,6	1890,0	SC
CT44,M.1	0 - 1.00	3,2%	2,6%	21,2%	17,5%	43,3%	2,7	1937,0	SC
CT44,M.2	1.00 - 2.00		1,4%	18,3%	13,8%	66,5%	2,7	1625,0	ML
CT44,M.3	3.00 - 4.00		0,9%	18,1%	28,5%	52,5%	2,7	1689,0	ML
CT44,M.4	5.00 - 5.90	6,8%	2,9%	24,9%	37,9%	24,9%	2,6	1798,0	SM
CT45,M.1	0 - 1.00		1,8%	14,4%	27,0%	66,8%	2,6	1680,0	CL

CT45,M.2	1.00 - 2.00		1,6%	19,3%	19,4%	59,7%	2,6	1735,0	CL
CT45,M.3	3.00 - 4.00	15,3%	2,3%	19,3%	12,7%	29,1%	2,6	1810,0	SC
CT45,M.4	5.00 - 6.00	2,7%	3,3%	25,8%	28,3%	39,9%	2,6	1939,0	SC
CT45,M.5	7.00 - 8.00	4,3%	8,1%	31,0%	23,3%	31,5%	2,6	1882,0	SC
CT45,M.6	9.00 - 10.00	2,2%	5,6%	33,1%	28,9%	30,2%	2,6	1821,0	SM
CT45,M.7	11.00 - 12.00	6,8%	8,1%	27,6%	27,0%	30,5%	2,6	1825,0	SM
CT45,M.8	13.00 - 14.00	6,3%	5,9%	21,2%	30,8%	35,8%	2,6	1928,0	SM
CT45,M.9	15.00 - 16.00	7,5%	10,0%	30,8%	25,8%	22,4%	2,6	1880,0	SM
CT46,M.1	0 - 1.00	4,1%	3,4%	7,3%	8,7%	76,5%	2,8	1530,0	CH
CT46,M.2	1.00 - 2.00	15,5%	9,5%	26,0%	23,8%	21,6%	2,8	1745,0	SC
CT46,M.3	3.00 - 4.00							1800,0	?
CT46,M.4	5.00 - 6.00	17,9%	6,2%	14,9%	16,6%	28,3%	2,9	1880,0	SC
CT46,M.5	7.00 - 8.00	19,8%	15,7%	25,7%	15,7%	7,7%	2,6	2070,0	SC
CT46,M.6	8.00 - 8.90	20,1%	17,1%	26,0%	18,7%	13,3%	2,6		SM
CT47,M.1	0 - 1.00	10,1%	3,9%	14,4%	16,8%	54,8%	2,6	1575,0	CL
CT47,M.2	1.00 - 2.00	5,8%	3,3%	10,9%	15,4%	64,6%	2,6	1667,0	ML
CT47,M.3	3.00 - 4.00	10,4%	4,9%	14,9%	14,6%	55,2%	2,6	1670,0	CL
CT47,M.4	5.00 - 6.00	2,0%	1,9%	22,4%	20,8%	52,9%	2,6	1724,0	ML
CT47,M.5	7.00 - 8.00		1,1%	20,1%	24,0%	54,8%	2,6	1760,0	CL
CT47,M.6	9.00 - 9.70	3,2%	2,5%	23,4%	34,5%	36,4%	2,6	1748,0	SC
CT48,M.1	0 - 1.00							1939,0	?
CT48,M.2	1.00 - 2.00	6,8%	4,9%	30,4%	26,8%	23,2%	2,6	2000,0	SM
CT48,M.3	3.00 - 4.00	5,5%	6,4%	31,5%	25,9%	21,6%	2,6	1889,0	SC
CT48,M.4	5.00 - 6.00	21,3%	15,7%	27,0%	9,2%	16,0%	2,6	1908,0	SC
CT48,M.5	7.00 - 8.00	17,7%	15,6%	30,5%	16,0%	12,6%	2,6	1917,0	SC
CT49,M.1	0 - 1.00	16,8%	6,4%	11,4%	8,4%	52,4%	2,7	1810,0	CL
CT49,M.2	1.00 - 2.00	2,5%	3,5%	27,0%	12,4%	54,6%	2,8	1696,0	CL
CT49,M.3	3.00 - 4.00	3,9%	7,1%	31,9%	20,2%	36,9%	2,6	1738,0	SC
CT49,M.4	5.00 - 6.00	0,9%	3,1%	25,1%	23,7%	47,2%	2,5	1803,0	SC
CT49,M.5	7.00 - 8.00	9,0%	18,5%	35,2%	16,2%	21,1%	2,6	1858,0	SC
CT49,M.6	9.00 - 10.00	8,2%	6,6%	29,1%	32,1%	24,0%	2,7	1878,0	SM
CT49,M.7	11.00 - 12.00							1839,0	?
CT49,M.8	13.00 - 14.20	2,9%	12,0%	39,8%	20,9%	24,4%		1869,0	SC
CT50,M.1	0 - 1.00		4,8%	40,5%	42,5%	12,2%		1899,0	SM
CT50,M.2	1.00 - 2.00	8,6%	8,3%	31,3%	26,4%	25,4%	2,7	1972,0	SC
CT50,M.3	3.00 - 4.00		0,3%	13,9%	17,6%	68,2%	2,6	1616,0	ML
CT50,M.4	5.00 - 6.10	13,8%	8,9%	27,7%	27,4%	19,2%	2,6	1790,0	SC
CT51,M.1	0 - 1.00	2,5%	3,1%	11,8%	35,9%	46,7%	2,9	1902,0	SM-SC
CT51,M.2	1.00 - 2.00	3,1%	3,2%	14,0%	38,3%	41,4%	2,9	1902,0	SM-SC
CT51,M.3	3.00 - 4.00	5,2%	3,0%	18,0%	40,5%	33,3%	2,9	1846,0	SM

CT51,M.4	7.00 - 8.00	7,2%	3,0%	15,3%	40,8%	33,7%	2,9	1849,0	SM
CT55,M.1	0 - 1.00	2,1%	2,9%	17,6%	20,6%	56,8%	2,7	1576,0	ML
CT55,M.2	1.00 - 2.00		7,2%	27,8%	18,5%	46,5%	2,7	1656,0	SM
CT55,M.3	3.00 - 4.00	0,7%	1,4%	12,8%	27,7%	57,4%	2,7	1594,0	CL
CT55,M.4	5.00 - 6.00	17,1%	9,7%	26,0%	17,1%	27,7%	2,7	1900,0	SC
CT55,M.5	7.00 - 8.00							1874,0	?
CT55,M.6	9.00 - 10.00	5,0%	9,1%	41,8%	27,9%	16,2%	2,6	1860,0	SC
CT55,M.7	11.00 - 12.00	7,1%	5,9%	34,1%	31,7%	21,2%	2,6		?
CT55,M.8	13.00 - 14.00	8,3%	8,3%	42,3%	30,0%	16,7%	2,6	1845,0	SC
CT55,M.9	15.00 - 16.00	6,6%	8,2%	26,8%	23,3%	35,1%	2,7	1860,0	SC
CT55,M.10	17.00 - 18.00	10,6%	10,9%	27,5%	25,2%	25,8%	2,8	1904,0	SC
CT55,M.11	19.00 - 20.00	17,5%	17,6%	35,3%	16,0%	13,6%	2,8	1836,0	SC

En esta tabla se tienen las 29 calicatas correspondientes al préstamo número 9, y al igual que las tablas N° 20, posee la clasificación de suelo correspondiente para cada muestra.

En orden de abundancia podemos decir que la zona de préstamo número 9, basados en granulometría e índices de consistencia, consta de: **Arena arcillosa (SC)**, **Arcillas de Baja Plasticidad (CL)**, **Limos de Baja Plasticidad (ML)** y **Arenas Limosas (SM)**.

Es importante destacar que el material impermeable a ser utilizado en el núcleo de La Presa Derecha de Tocomá es aquel cuyos valores de Pasa 200 es mayor al 48% y con un Índice de plasticidad mayor al 6%. Por lo que el material arenoso como se dijo anteriormente será empleado en otras estructuras. Los espesores de materiales que cumplen con estas especificaciones (CL y ML) se encuentran sombreados en las tablas, de manera que se visualiza mejor la localización de cada uno por calicata.

A continuación se muestra una tabla resumen con las características generales del suelo para cada zona de préstamo, así como el volumen utilizable y la estructura para la cual serán empleados.

Tabla N° 22 Características de los materiales de la zona de préstamo y su ubicación dentro de la presa.

PRESTAMO	Clasificación general de los materiales	Volumen utilizable (aprox.) con F.S. de 2	Estructura que se van a construir	Volumen restante
7	(SC), (ML) y (CL). Rango de los parámetros: W= 1,3 a 23,6%; ϕ max. Seca= 1.529 a 1.983 Kg/m ³ ; W opt= 7,7 a 24,3%; Gs= de 2,64 a 2,88 Kg/m ³	1.790.000	Presa Derecha Fase I (Cotas Inferiores)	0
9	(SM), (SC) (ML) y (CL). Rango de los parámetros: W= 2 a 29 %; ϕ max. Seca= 1.474 a 2.082 Kg/m ³ ; W opt= 9,5 a 30%; Gs= de 2,55 a 2,7 Kg/m ³ , c= 0,25 a 0,28 kg/cm ² ; Φ = 28 a 34°	5.380.000	Presa Derecha Fase I (Cotas Superiores)	3.030.000

La ejecución de la fase I comenzará en octubre de 2.008 hasta abril de 2.010, con un rendimiento máximo en de 425.000 m³/mes de tierra en agosto de 2.009

7.2 Propiedades de los materiales

El Ing. Killian de Frías realizó una series de ensayos y estudios, para determinar el modelo más idóneo a emplear para la estimación de las deformaciones y desplazamiento de la Presa Derecha de Tocomá.

Se procedió a caracterizar a los materiales de la siguiente forma:

Para realizar el modelo para el material impermeable según el método No lineal Elástico se midieron los siguientes parámetros con sus respectivos resultados:

Tabla N° 23 Parámetros para el modelaje mediante el método no lineal elástico (hiperbólico)

Modelo No lineal elástico (hiperbólico)	K(load) (Kpa)	N(exp)	Cohesión (Kpa)	Rf	S3 min	Poisson	Pa (Kpa)	Φ	ΦB	E min (Kpa)
Mat. Núcleo	25	0,8	20	0,8	200	0,48	101,33	33°	0 °	2.000

Seguidamente para realizar el modelo para el material impermeable según el método Elásto-plástico se midieron los siguientes parámetros con sus respectivos resultados:

Tabla N° 24. Parámetros para el modelaje mediante el método Elasto-plástico (Mohr-Coulomb)

Modelo Elasto-plastico (Mohr-Coulomb)	Cohesión (Kpa)	Poisson	Φ	ΦB	E min (Kpa)
Mat. Núcleo	20	0,48	33°	0 °	2.000

En los siguientes capítulos se analizará el comportamiento del material según estos datos suministrados por el Ingeniero Killian de Frés para cada uno de los modelos aplicados.

CAPITULO VI

RESULTADOS

Después del estudio del uso del SIGMA/W y sus aplicaciones, y con los datos geotécnicos descritos en el capítulo anterior, se procede a la elaboración de un modelo didáctico para el estudio del comportamiento del material impermeable a ser colocado en el núcleo de La Presa Derecha de Tocomá. Dicho modelo se construyó tomando como referencia un rectángulo de 60 m de alto y 50 m de largo, a modo de simular un ensayo en condiciones de compresión confinada.

A continuación se describen cada uno de los pasos a seguir, para el montaje y elaboración de dicho modelo:

6.1 Definición del área de trabajo

Se selecciona las unidades de trabajo en milímetros (mts). A continuación se define una escala, para este caso se selecciono la escala $X = 50$, $Y = 60$ (figura 6-1), considerando que serán estas las medidas iniciales del modelo.

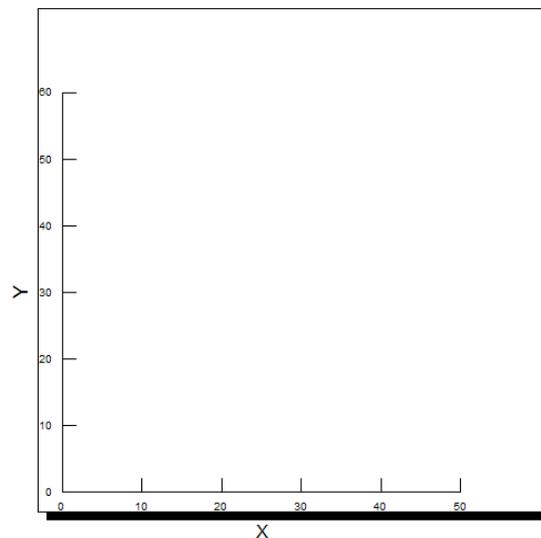


Figura 6-1 Selecciones de la escala 50 m x 60 m

6.2 Especificación del tipo de análisis: Se define el problema como de deformación de carga en 2-D (dos dimensiones)

6.2.1 Definición de las propiedades del material; Para definir las propiedades del material es importante recordar que el estudio es una comparación del *Modelo Hiperbólico* y el *Modelo elástico-plástico*.

En las definiciones del material se debe seleccionar con qué modelo se va a trabajar, para este caso se selecciono el modelo Elástico Plástico.

Colocado los datos obtenidos en campo y en el laboratorio descritos en el capítulo anterior. (Figura 6.2)

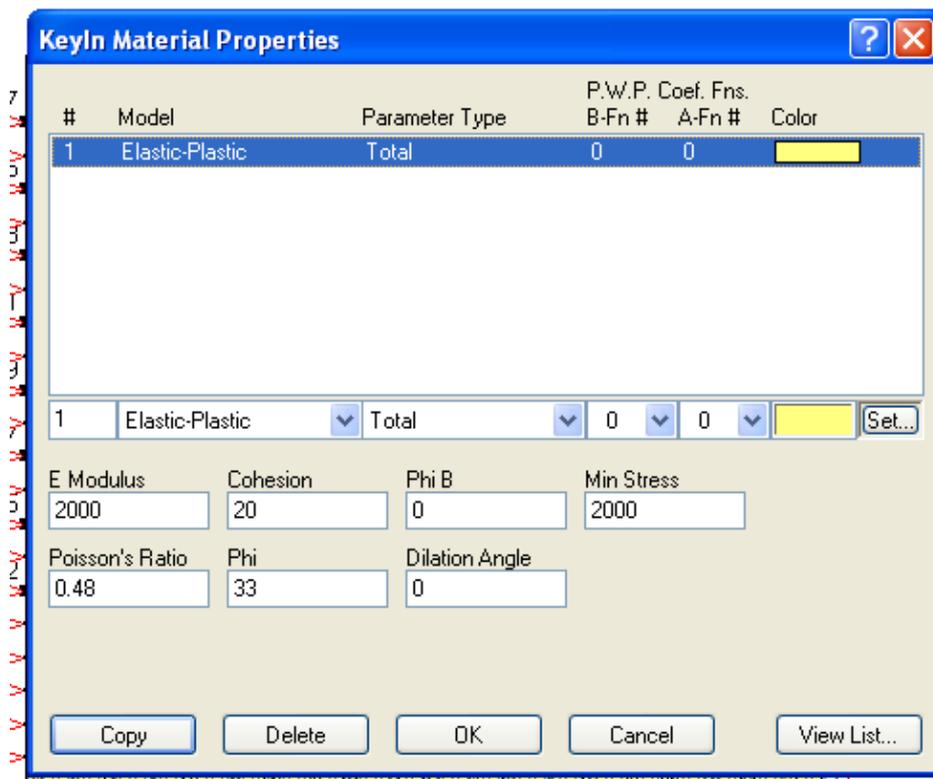


Figura 6.2. Definición del modelo y entrada de las propiedades del material

6.3 Dibujo de las regiones:

Se procede a dibujar la primera región, tomando en cuenta el modelo matemático, a base de elemento finito el cual constará de 373 nodos, 110 elementos para un solo tipo de suelo. Aquí se define la división del material en secciones o cuadrículas y la cantidad de nodos por cuadrícula como se muestra en la figura 6.3.1.

Los nodos miden las deformaciones y esfuerzos que sufre el material en donde se encuentra ubicado.

Mientras mayor sea la división del material (figura 6.3.1) y la cantidad de nodos, mayor será la precisión con que el modelo mostrara la deformación real del material (figura 6.3.2)

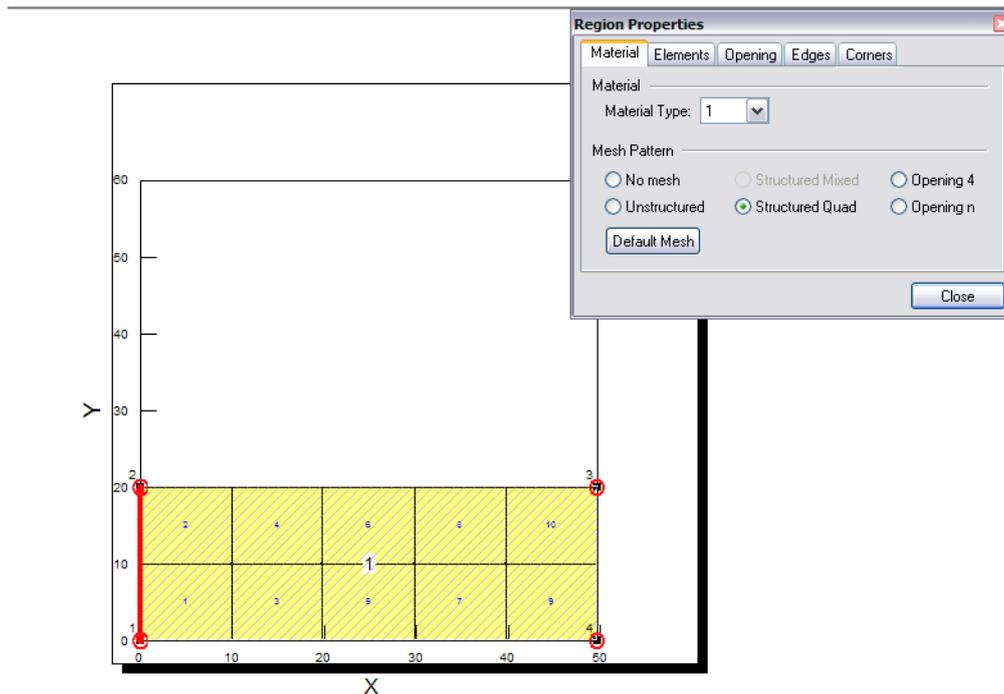


Figura 6.3 Selección de la primera región

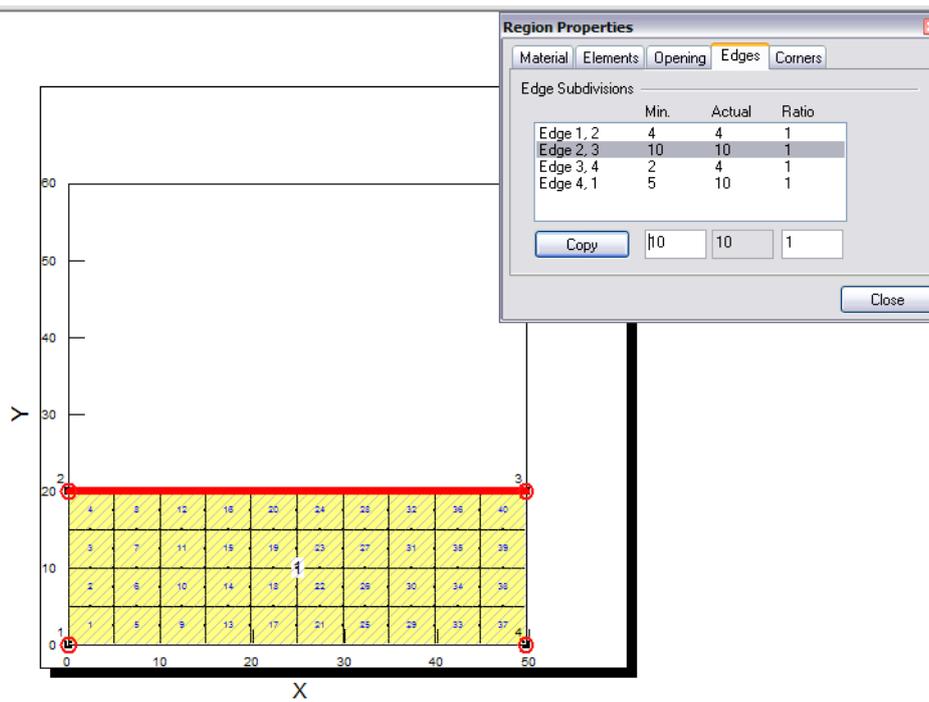


Figura 6.3.1 División del material en cuadros de 5m x 5m

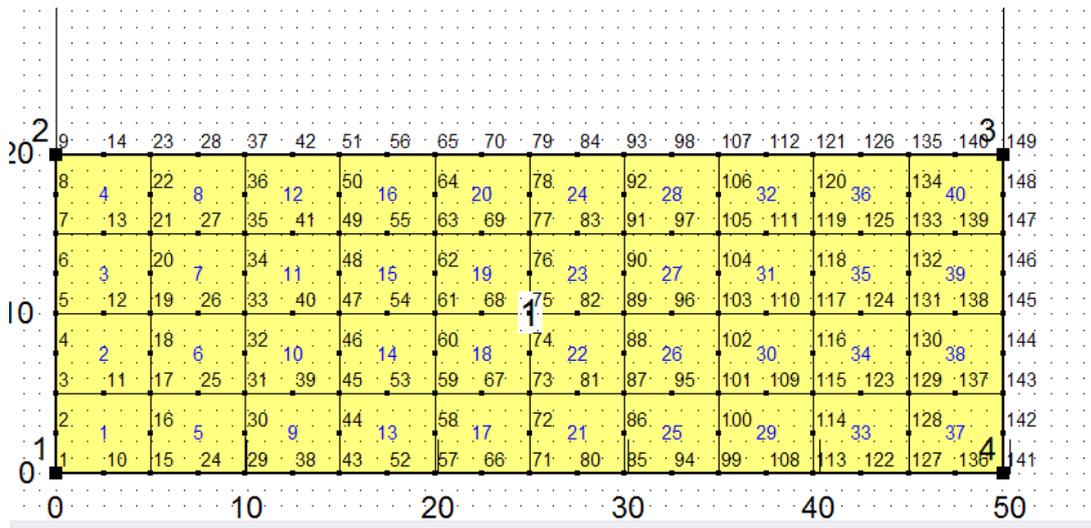


Figura 6.3.2 Se observan los nodos numerados, 8 por cada cuadrícula de 5m x 5m

6.4 Selección de las condiciones de borde:

El material debe estar confinado de modo que no existan desplazamientos fuera de la zona de estudio, para esto, en cada nodo localizado en los bordes se le colocó desplazamiento “0”, indicado con los símbolos rojos (figura 6.4)

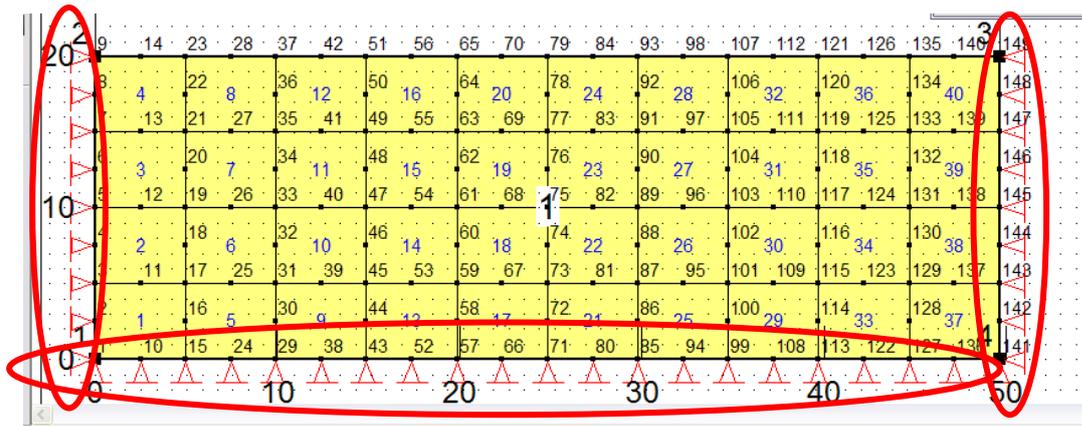


Figura 6.4 Símbolos definiendo el confinamiento del material

6.5 Definición de tiempos de ejecución:

Para el estudio del comportamiento del material impermeable de la Presa Derecha de Tocomá hay que establecer tiempos, en que cada una de las capas, el material es colocado uno sobre otro (figura 6.5), como se definió en el capítulo anterior “elementos de relleno”, para medir las deformaciones en el cuerpo del material, este debe ser colocado por *pasos de tiempos* ya que de lo contrario, las deformaciones no se medirían de forma correcta.

Se tomó como tiempo 0 la primera región de 20 m x 50 m, tomando esos 20 metros como fundación, y cada región subsiguiente de 5 m x 50 m, como relleno a cada 5 metros, efectuándose así las 7 regiones.

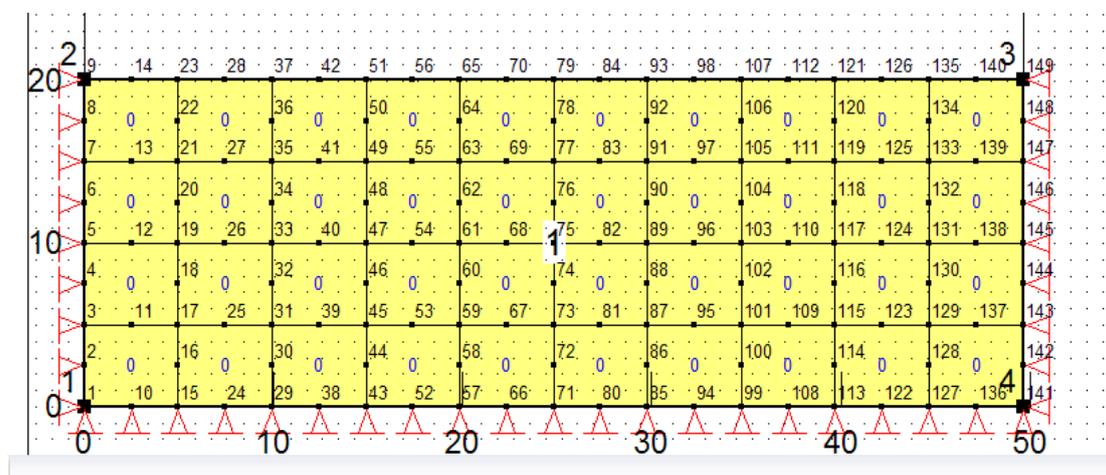


Figura 6.5 Paso de tiempo 0 para la región 1

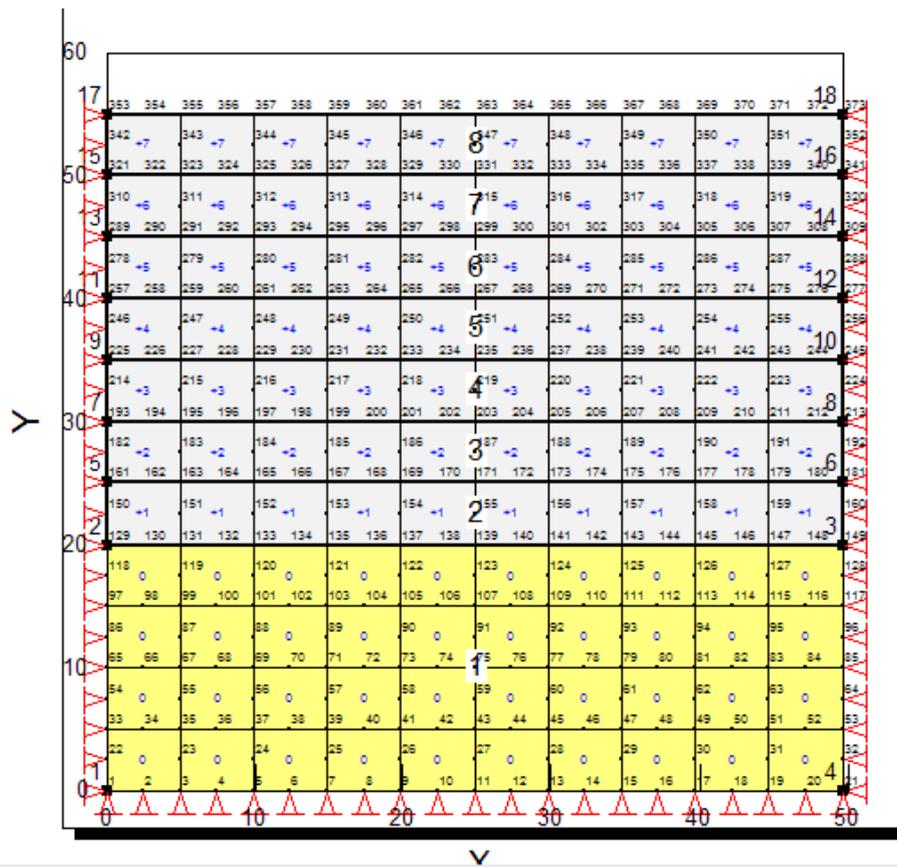


Figura 6.6.2 Se muestra el último paso de tiempo +7 de la región 8

6.7 Definición del peso específico del material:

Las fuerzas de peso son incluidas en el análisis, especificando, el peso unitario por volumen. Por cada elemento, se computa la solución del volumen del mismo, multiplicando éste por el peso específico del material y aplicando el elemento del peso total como fuerzas sobre los nodos de dicho elemento. Para este ejercicio se tomó el valor de 1.76 Kg/cm^3

El peso gravitatorio del material es incluido definiendo el peso vertical del sólido.

El peso horizontal puede ser especificado simulando fuerzas semi estáticas, para el caso de este modelo del material impermeable de la presa derecha de Tocomá las

fuerzas horizontales serán 0, ya que, el estudio se realiza analizando las deformaciones debido a las fuerzas verticales ejercidas por el mismo material.

K_0 se define como la diferencia entre fuerzas horizontales y las verticales, cuando K_0 es mayor de 1, esto quiere decir que las fuerzas horizontales son mayores que las verticales.

6.8 Verificación de data:

El SIGMA/W verifica los datos introducidos por el usuario, este paso se hace antes de la corrida del programa, y así se verifica lo realizado hasta el momento (figura 6.7)

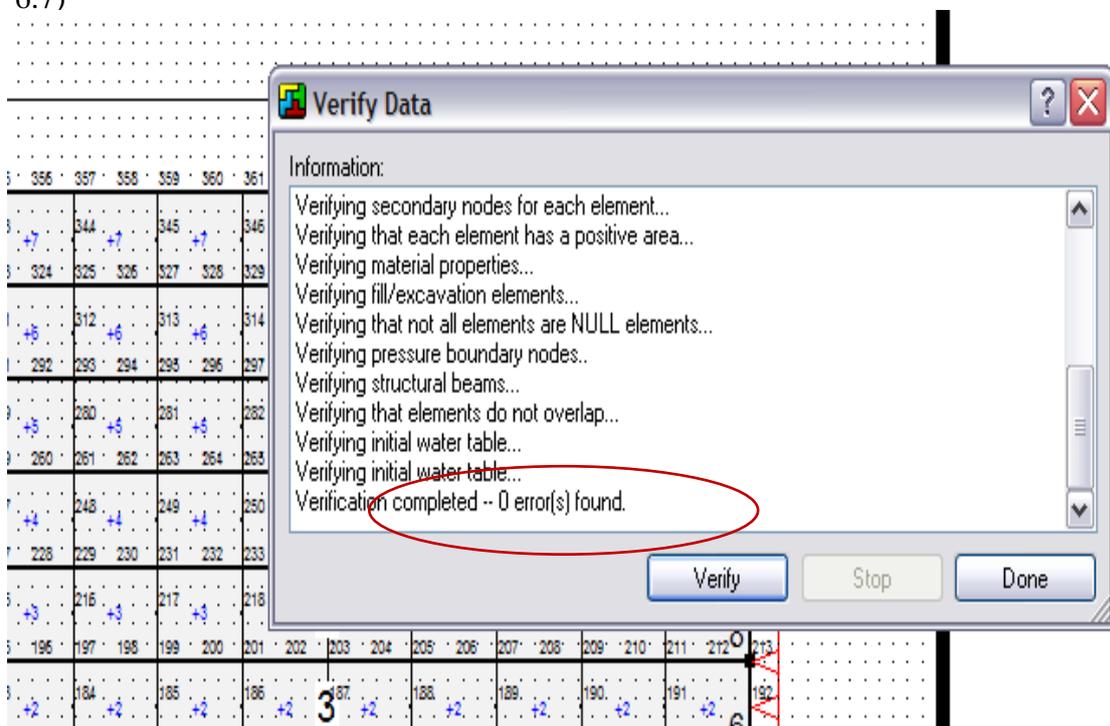


Figura 6.7 verificación de datos, dando 0 errores

6.9 Corrida del programa:

Una vez introducido y verificado los datos, se procedió a correr el programa (Figura 6.8), en donde el SIGMA/W como se indico en el capítulo anterior, procede a calcular las deformaciones en toda la región debido al peso ejercido por el propio material.

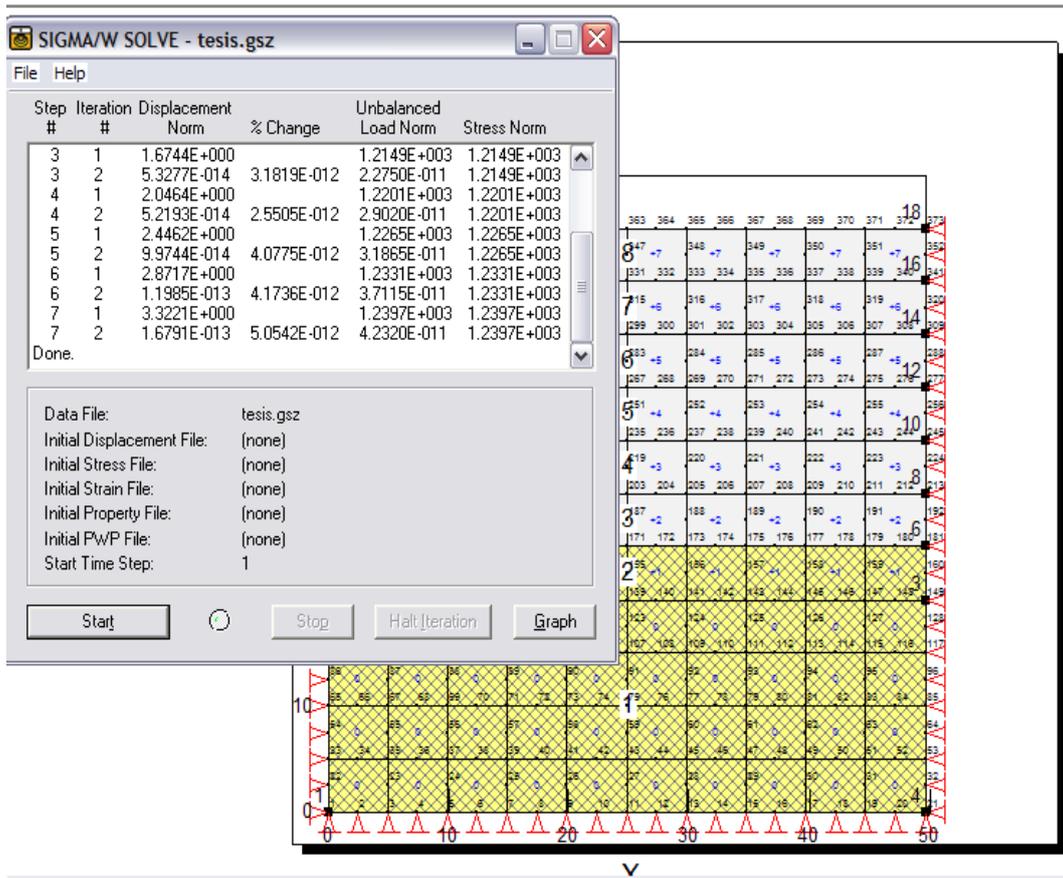


Figura 6.8 Ventana del SIGMA/W mostrando la corrida de los datos

6.10 Datos obtenidos para el Modelo Elasto-Plástico:

El SIGMA/W muestra los resultados que se desea ver. En la figura 6.9 las líneas en color negro muestran el relleno original, mientras que las rojas muestran la deformación posterior al asentamiento, también se muestra en colores la presión de

cada capa, así la de colores claros tiene menos presión, hasta llegar al color rojo donde hay la mayor esfuerzos en Y.

En las figuras 6.9.1 y 6.9.2 se muestran las deformaciones en Y en cada una de las regiones o capas de relleno colocadas a cada 5 metros, mostrando en tonos rojizos las zonas de mayor esfuerzo localizadas en la base de la fundación.

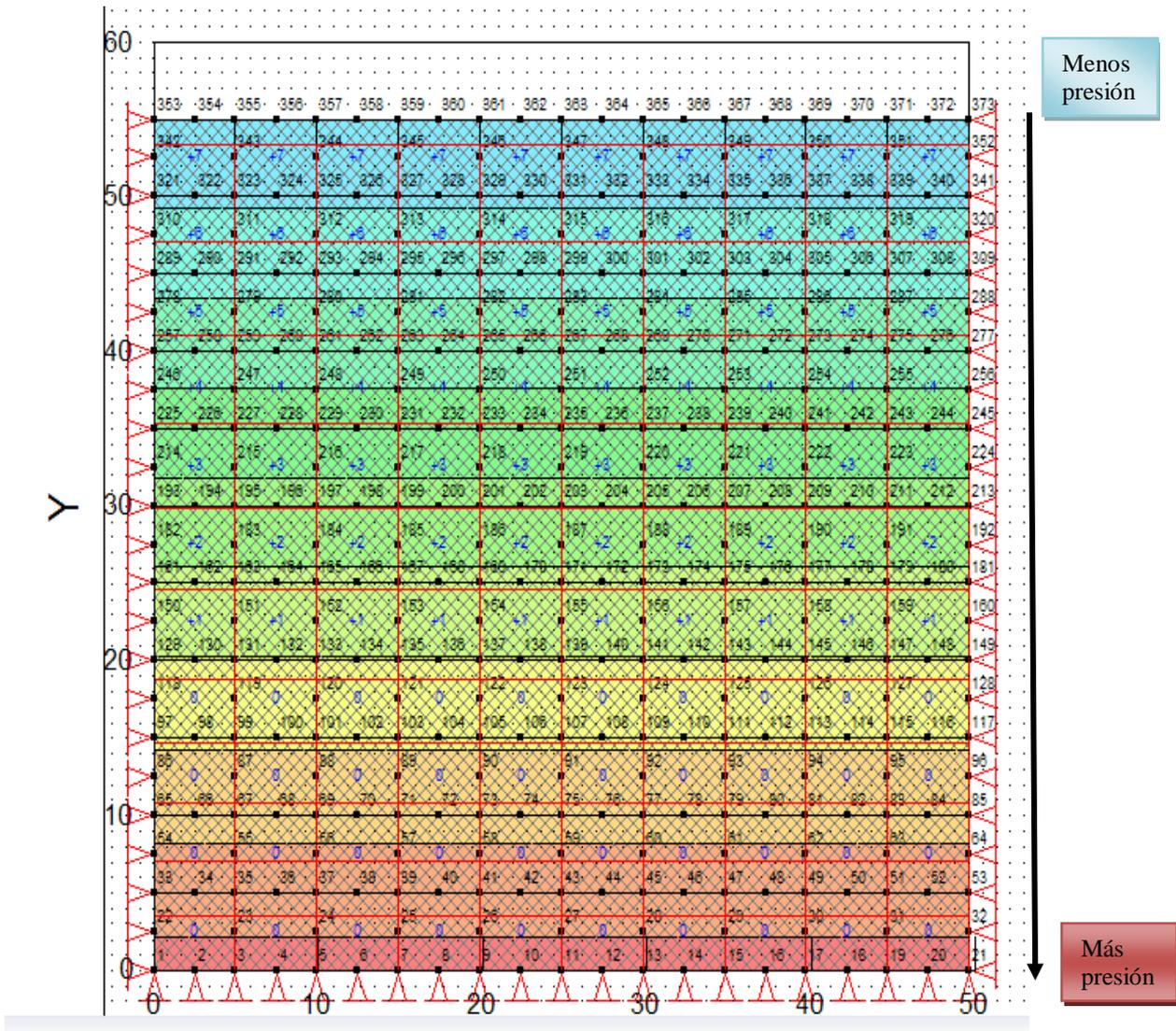


Figura 6.9 deformaciones y presiones en Y para el modelo Elasto- Plástico

Como se indico anteriormente el SIGMA/W genera de varias opciones para mostrar los desplazamientos y esfuerzos que experimenta el material, en la figura 6.9.3 se muestran los desplazamientos obtenidos a través de vectores, en donde el tamaño y dirección de estos denotan la dirección y el tamaño de la deformación obtenida.

Obsérvese que para el modelo elasto- plástico los vectores de mayor tamaño corresponden a las regiones de las cotas de 20 – 30 metros (figura 6.9.3).

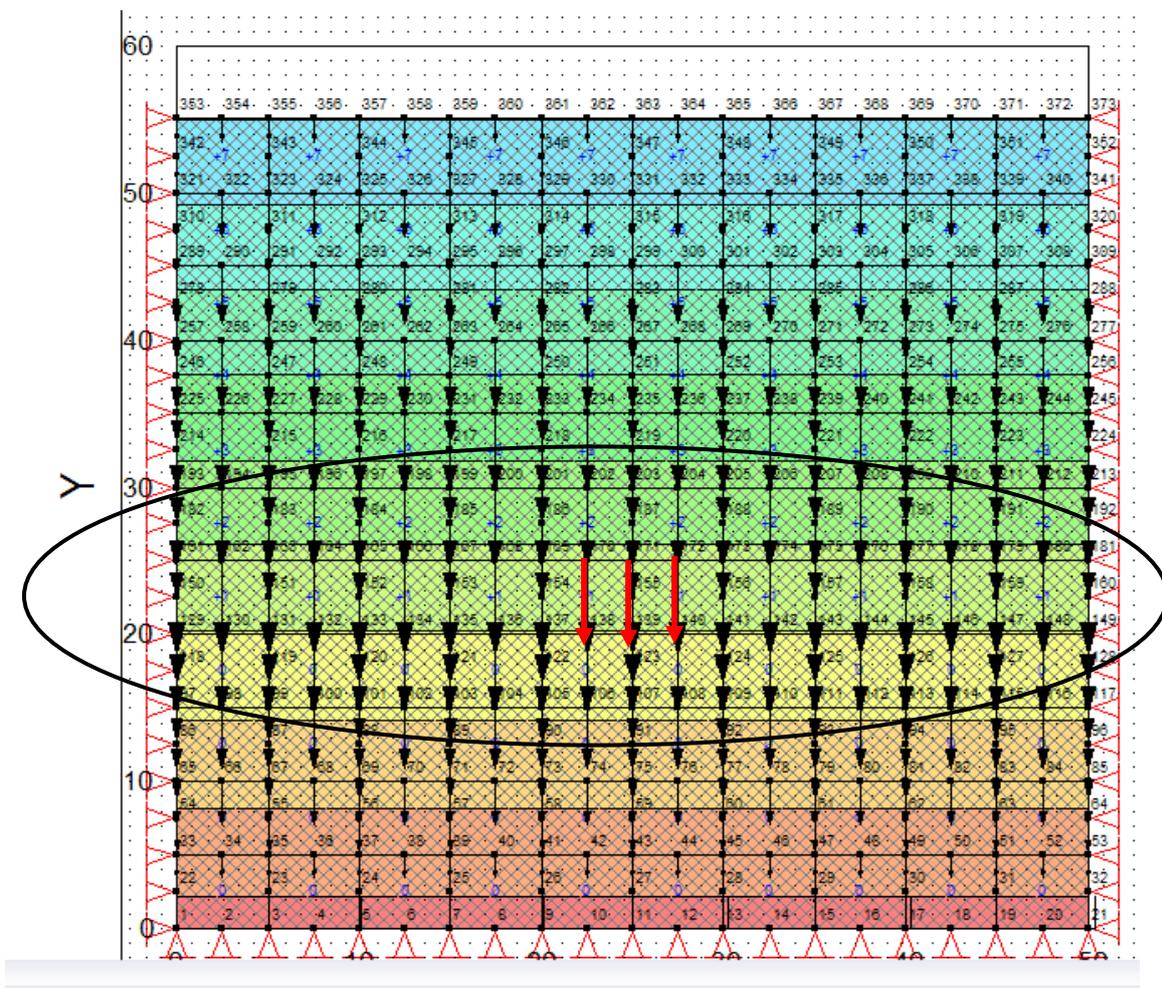


Figura 6.9.3 Vectores de dirección y tamaño para modelo Elasto-Plástico. Los vectores rojos indican la altura donde se ubican los mayores desplazamientos

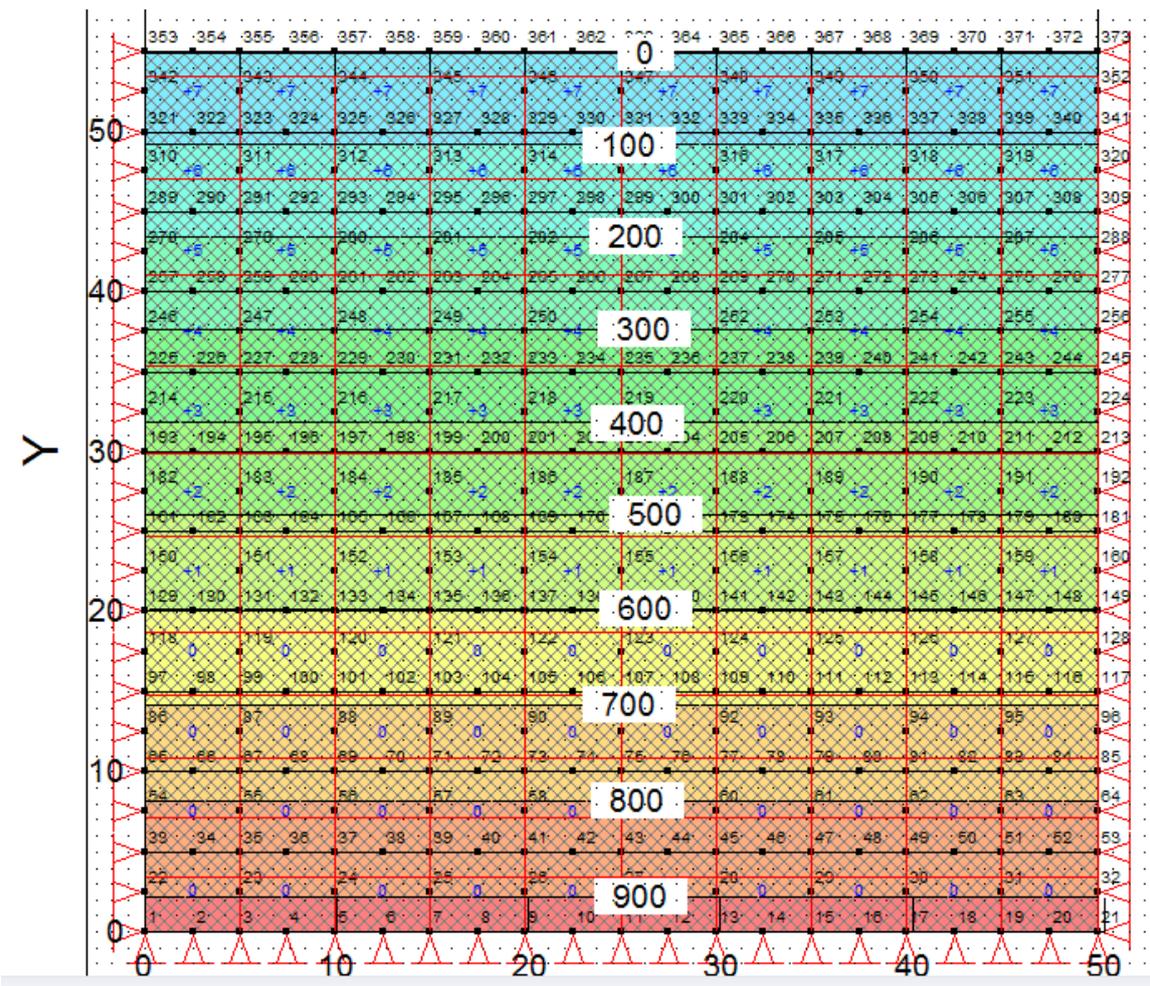


Figura 6.10 esfuerzos totales o efectivos en Kp para cada región. Modelo Elasto-Plástico.
(El nivel de esfuerzos va en aumento desde los colores azules hasta los rojos).

6.11 Datos obtenidos para el Modelo Hiperbólico:

Para la segunda parte del análisis se estudia el comportamiento del material según el Modelo Hiperbólico, a partir de la misma malla con la que se trabajó en el modelo anterior.

Para esto solo se introducen los parámetros de suelo necesarios, después de especificarle al SIGMA/W el modelo a ser corrido, en este caso, se hará para el modelo Hiperbólico (figura 6.11).

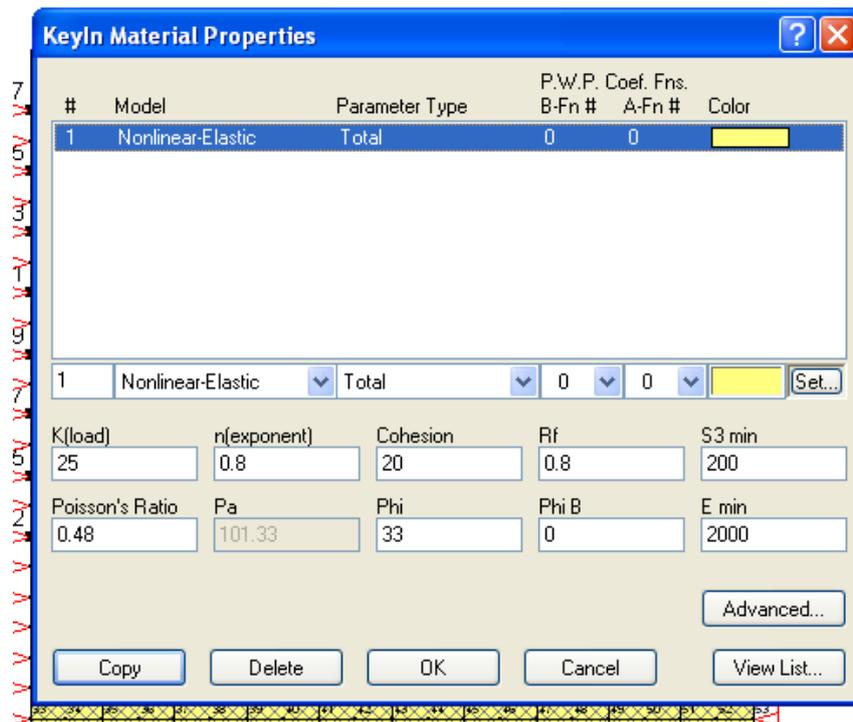


Figura 6.11. Definición del modelo y entrada de las propiedades del material

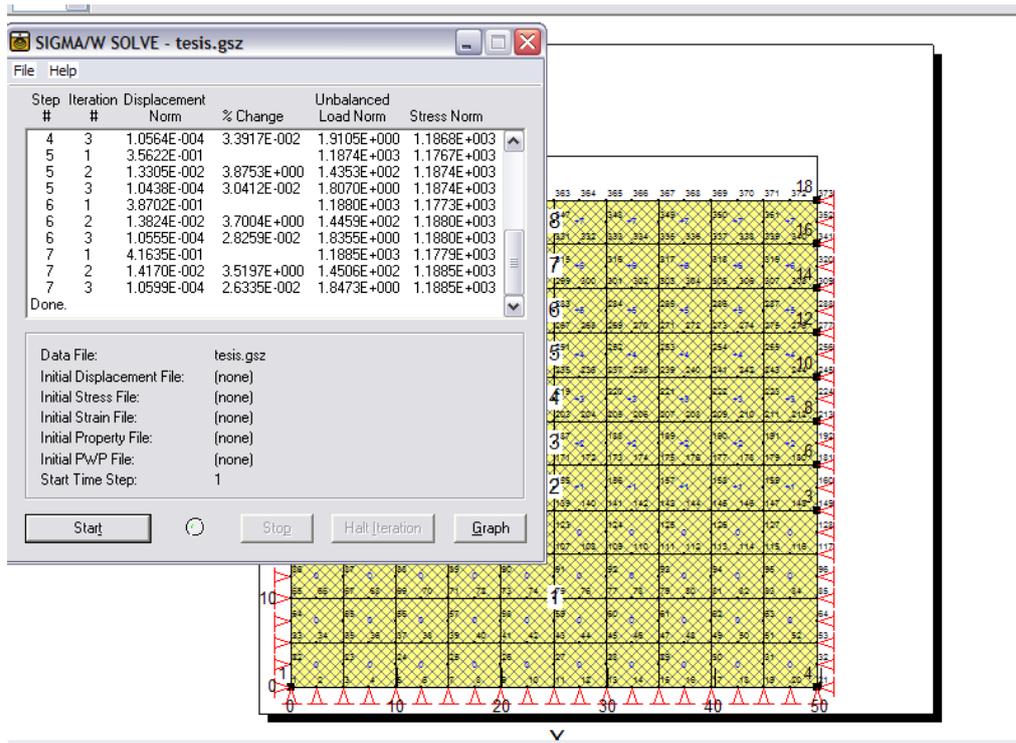


Figura 6.12. Corrida del programa para el Modelo Hiperbólico.

En la figura 6.13 se observan las deformaciones verticales del material según el Modelo Hiperbólico.

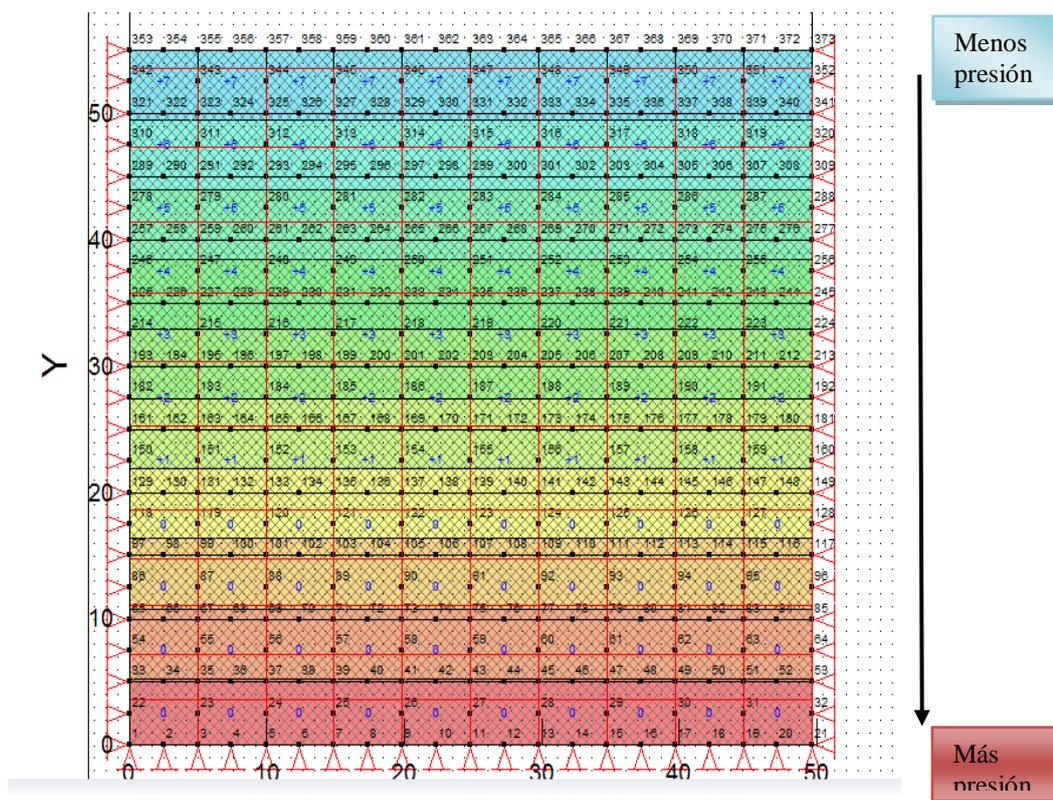


Figura 6.13 Deformaciones en Y en el Modelo Hiperbólico

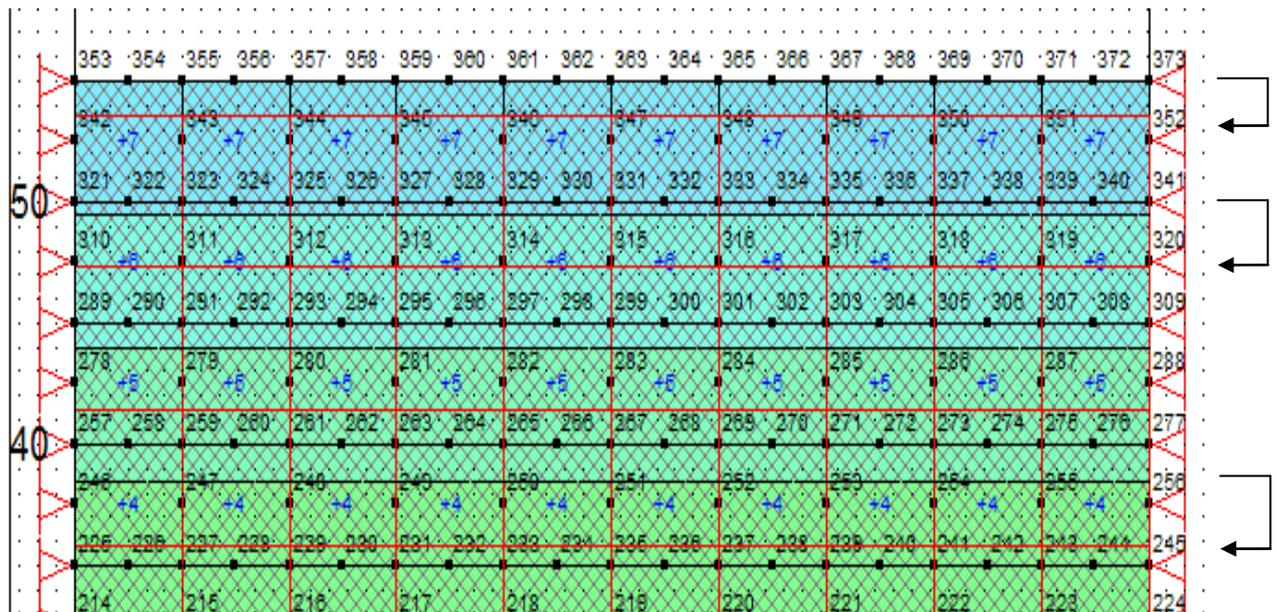


Figura 6.14 Detalle de la regiones, 6, 7 y 8. Nótese las líneas rojas indicando el desplazamiento en Y en las cotas superiores obtenido para modelo Hiperbólico.

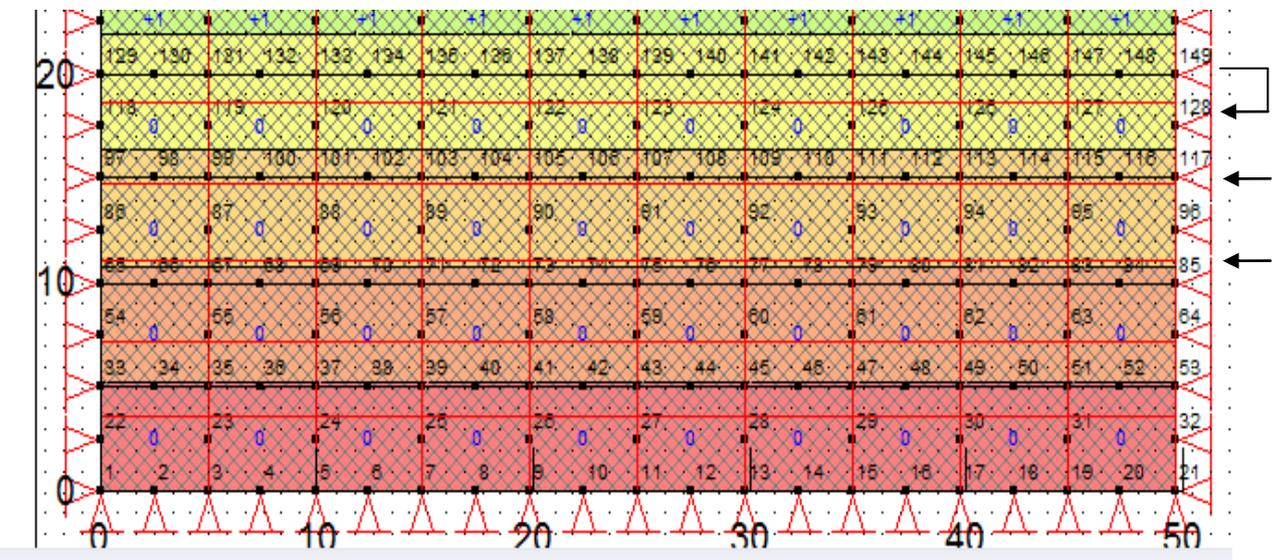


Figura 6.15 Acercamiento de las regiones 1 y 2(cotas inferiores), en donde los esfuerzos son mayores y los desplazamientos menores. Nótese que apenas existe un desplazamiento entre la líneas negras (original) y las rojas (después de aplicado el esfuerzo).

El SIGMA/W genera a través de vectores los desplazamientos ocurridos, en donde el tamaño y dirección de estos denotan la dirección y el tamaño de la deformación obtenida.

Obsérvese que los vectores de mayor tamaño corresponden a las regiones de las cotas 25 – 10 metros (figura 6.16).

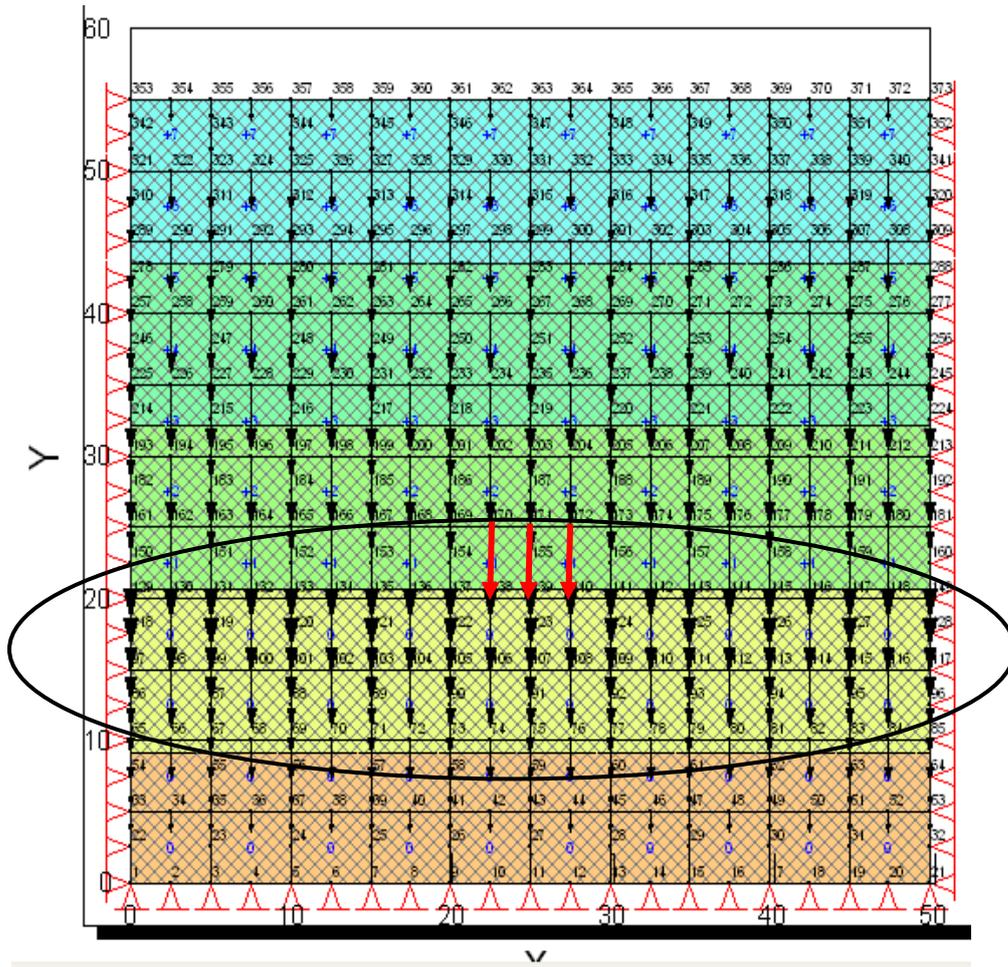


Figura 6.16 Vectores desplazamiento de dirección y tamaño para modelo Hiperbólico. Los vectores rojos indican la altura donde se ubican los mayores desplazamientos

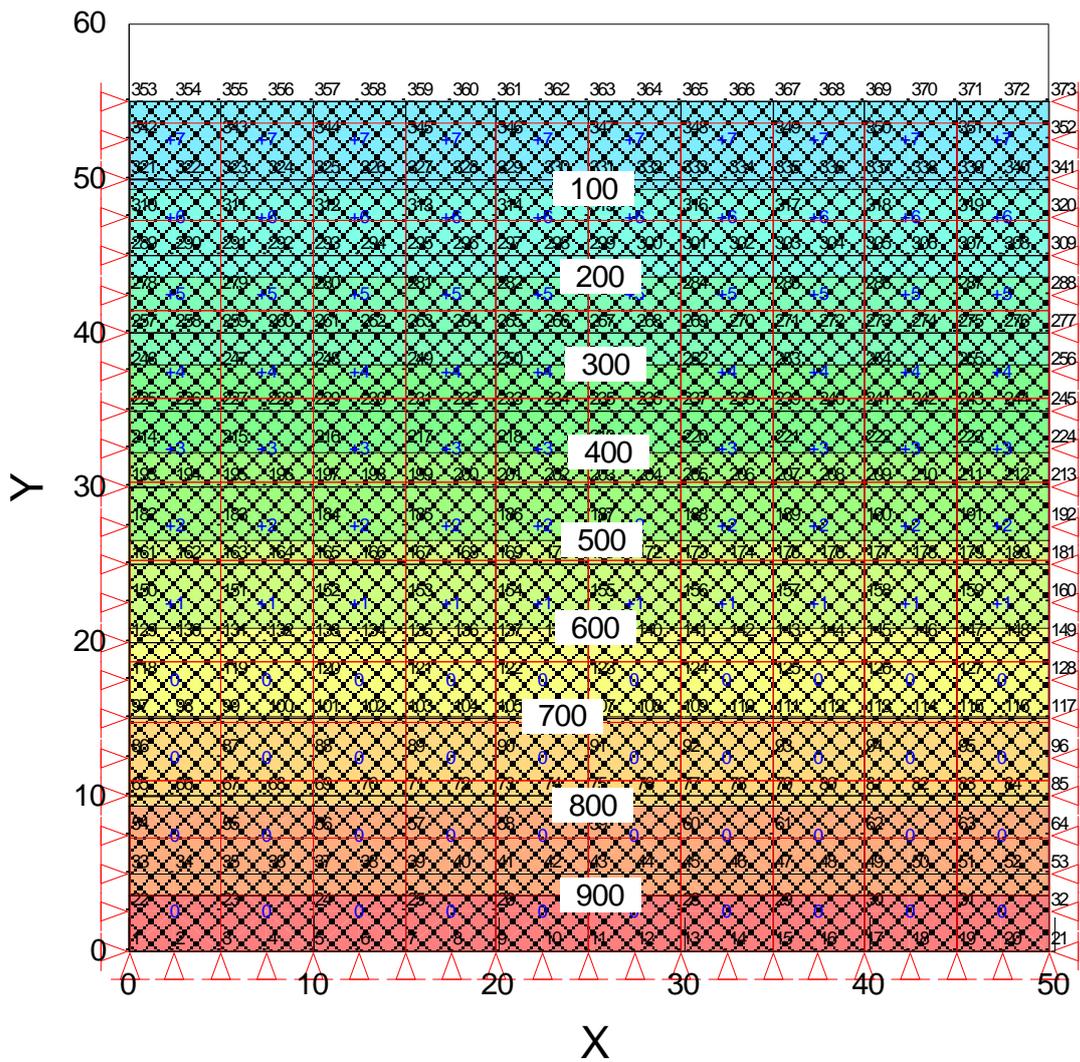


Figura 6.17 esfuerzos totales o efectivos en Kp para cada región. Modelo Hiperbólico.
 (El nivel de esfuerzos va en aumento desde los colores azules hasta los rojos).

Esta gráfica muestra un crecimiento lineal de los esfuerzos totales o efectivos, desde la base de la fundación hasta el tope de la última capa de relleno, se aprecia entonces que las capas inferiores soportan mayor peso que las superiores.

VI.2 APLICACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS MOHR COULOMB E HIPERBÓLICO EN LA GEOMETRÍA REAL DE LA PRESA DERECHA DE TOCOMA

A continuación, se diseñó un modelo matemático a base de elemento finito, con las mismas condiciones de suelo utilizadas anteriormente, pero esta vez construyendo la malla con las dimensiones reales de la Presa Derecha de Tocomá, esto con el fin de poder observar el comportamiento general de la estructura entera basándonos sólo en las condiciones del núcleo.

Las dimensiones utilizadas fueron las siguientes:

Altura de la Presa: 35 metros.

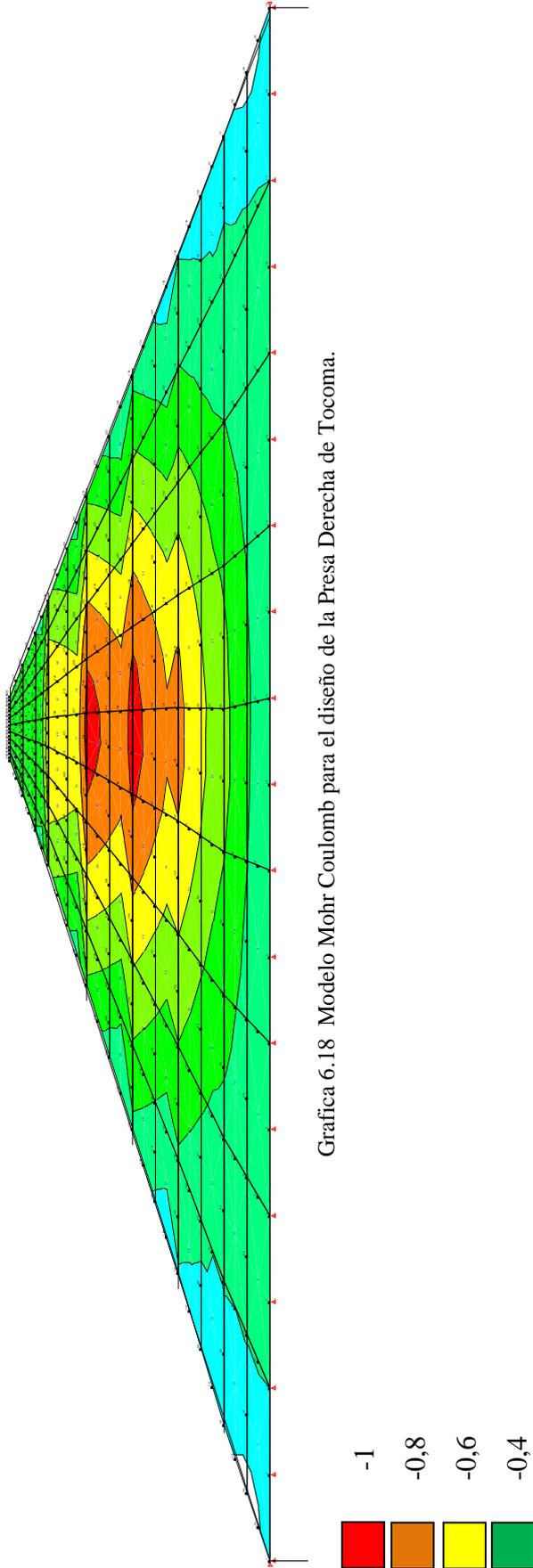
Ancho de la cresta: 8 metros.

Talud Izquierdo: Pendiente 3:1.

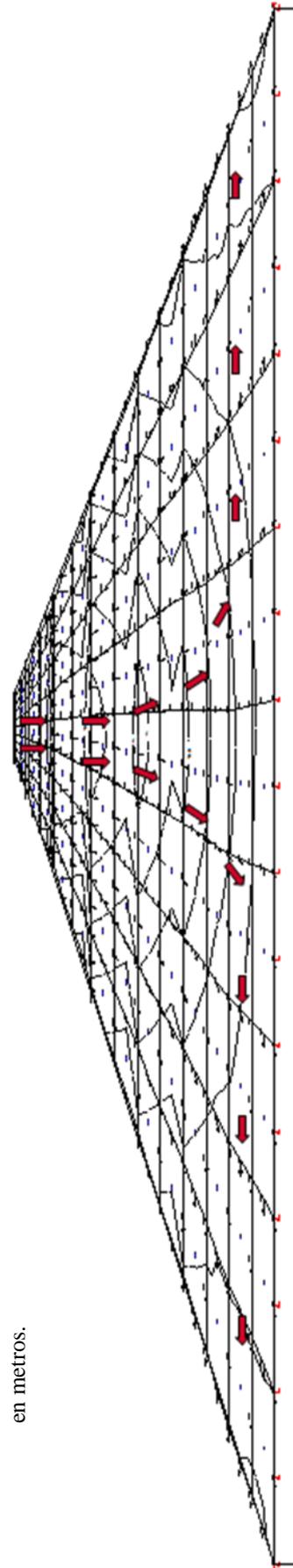
Talud Derecho: Pendiente 2,5:1.

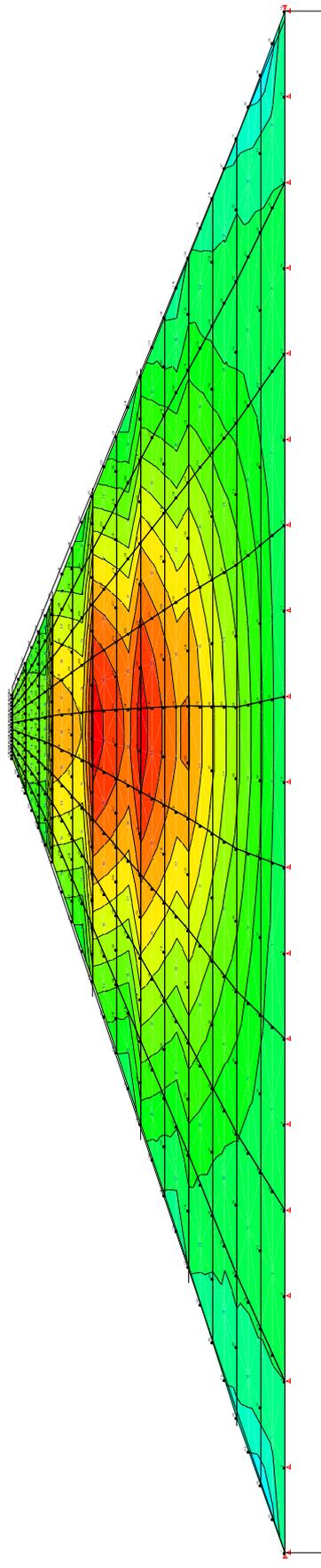
Se colocaron seis capas de relleno a cada 5,8 metros, hasta completar la altura total de La Presa (35 mts), siguiendo el mismo procedimiento de la malla anterior. De aquí se obtuvo los siguientes resultados aplicandos:

- **Para el Modelo Mohr Coulomb** (figuras 6.18 y 6.18-2).
- **Para el Modelo Hiperbólico** (figuras 6.19 y 6.19-2).

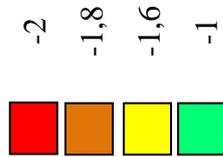


Valores de desplazamientos verticales en metros.

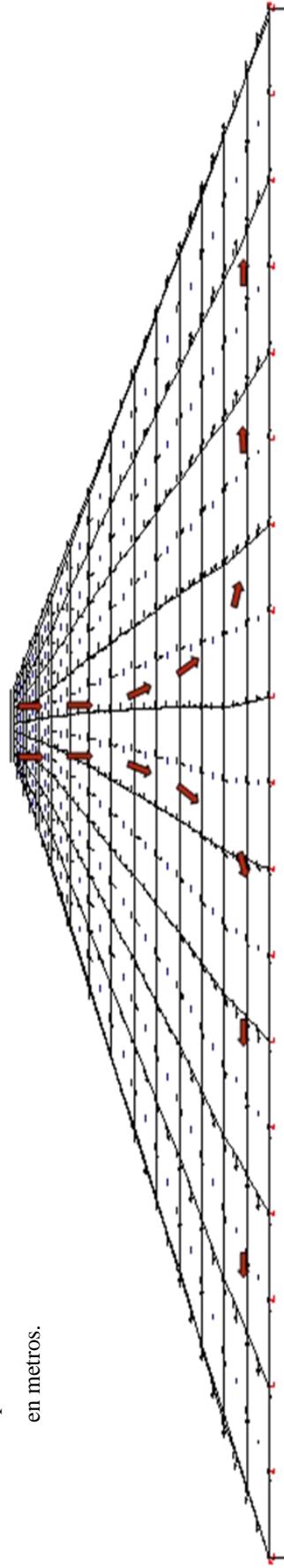




La Grafica 6.19 Modelo Hiperbólico para el diseño de la Presa Derecha de Tocoma.



Valores de desplazamientos verticales
en metros.



La Grafica 6.19 -2 Vectores movimiento para Modelo Hiperbólico para el diseño de la Presa Derecha de Tocoma.

La Grafica 6.18 muestra las deformaciones en cada una de las capas de relleno colocadas, siendo los tonos rojos las zonas de mayor desplazamiento horizontal y los azules los mayores desplazamientos verticales. En las etiquetas se indican los valores de dicho desplazamiento. Obsérvese que la estructura experimenta un movimiento combinado en X e Y desde la cresta hasta las bases de los taludes.

En la gráfica 6.18-2 nos muestra la dirección y sentido de los vectores desplazamiento para el modelo Mohr Coulomb, aquí se evidencia con mayor claridad que los desplazamientos tienen un sentido vertical hacia la cresta que se va horizontalizando hacia las bases.

Las gráficas 6.19 y 6.19-2 corresponde al mismo análisis para el modelo hiperbólico, en ellas se aprecia que los valores de desplazamiento se duplican en relación al modelo Mohr Coulomb, mas su comportamiento es el mismo.

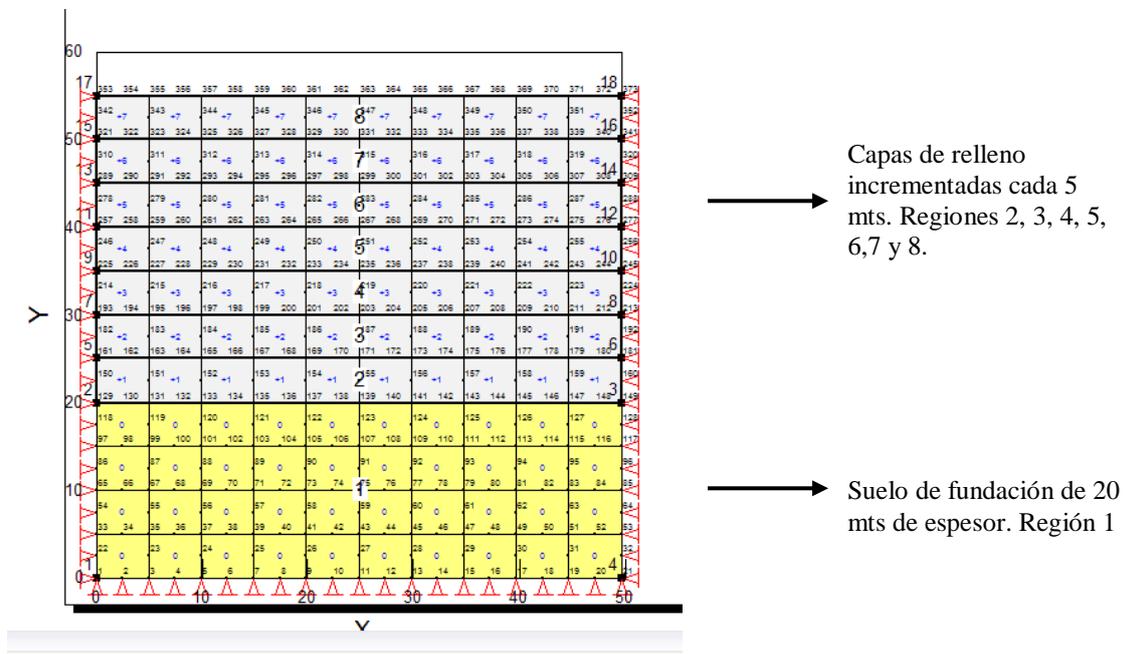
Cabe destacar que a diferencia de la malla rectangular, en la presa no se colocó confinamiento en los planos de los taludes, esto para permitir el libre desplazamiento lateral del material que es como se comportará la estructura en la realidad.

CAPITULO VII ANALISIS DE RESULTADOS

7.1 Análisis general:

Tras la realización del primer modelo didáctico rectangular para el estudio del comportamiento del material impermeable a ser colocado en el núcleo de La Presa Derecha de Tocomá, se analizó el probable comportamiento del mismo, utilizando todos los parámetros aplicables al método hiperbólico y elasto - plástico.

Para ambos métodos se tomó la misma malla base.



Una vez arrojados todos los resultados para cada modelo, en general, podemos analizar lo siguiente:

- ❖ Las capas de suelo ya colocadas sufrirán asientos por efecto de la colocación y compactación de las capas superiores.

- ❖ Estos asentamientos serán menores en las capas superiores (regiones 7 y 8) cercanas a la cresta de la presa ya que el esfuerzo adicional es pequeño debido a la altura del suelo que tienen que soportar.
- ❖ En las capas inferiores (región 1 o fundación), se observa que el suelo soporta grandes esfuerzos verticales (figura 6.10 para elasto-plástico y figura 6.16 para hiperbólico), mas los asentamiento también serán menores, esto debido a que no hay espesores de consideración de suelo compresible, es decir, por estar confinada la base de la fundación, el suelo no puede experimentar desplazamientos verticales en ese punto.
- ❖ También se debe tomar en consideración que el suelo es un material discontinuo, por lo que la energía que pasa a través de él se disipa a medida que se recorre mayor distancia entre un punto y otro.
- ❖ Por otra parte, debemos decir que el tipo de suelo empleado es de tipo residual y no aluvial, por lo que su clasificación según su carta de plasticidad y granulometría sólo nos sirve de guía. También este es un material que ha sido pre consolidado por el equipo de laboratorio, mas no de manera natural.
- ❖ Es importante que las características de este suelo son bastante particulares ya que para una misma muestra tenemos límites líquidos sobre 30% con un ángulo de fricción interna de 33° , lo que es una prueba más de la rareza de este tipo de suelo residual.
- ❖ Debido al confinamiento lateral del primer diseño el material no experimenta falla.

7.2 Comparación entre los modelos Elasto-plástico e Hiperbólico:

Realizaremos la primera comparación a través de las graficas siguientes:

En la figura 6.9.3, que corresponde a los vectores desplazamiento para el modelo Elasto-plástico del capítulo VI, se muestra que, el máximo desplazamiento vertical estará comprendido en las regiones 2 y 3, entre las cotas 20 y 30, y disminuyen hacia el tope de la región 1 (fundación) aproximadamente entre las cotas 15 y 18.

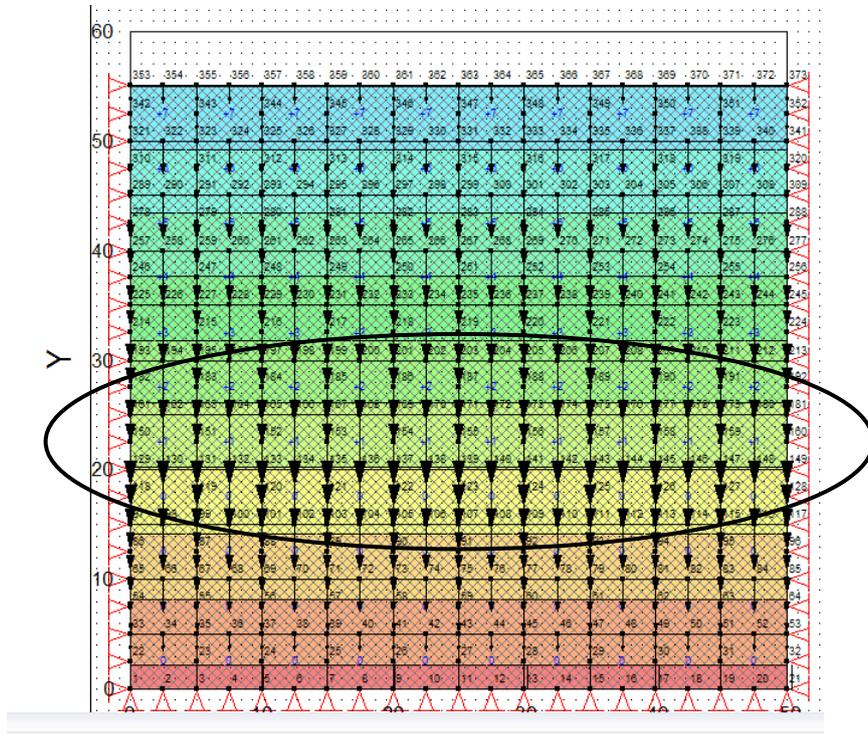


Figura 6.9.3 Vectores de dirección y tamaño

Para el modelo Hiperbólico esta misma grafica (figura 6.18), se muestra que el máximo desplazamiento vertical estará comprendido en las regiones 1 y 2, entre las cotas 25 y 10, y disminuyen hacia el centro de la región 1 (fundación) aproximadamente entre las cotas 10 y 8.

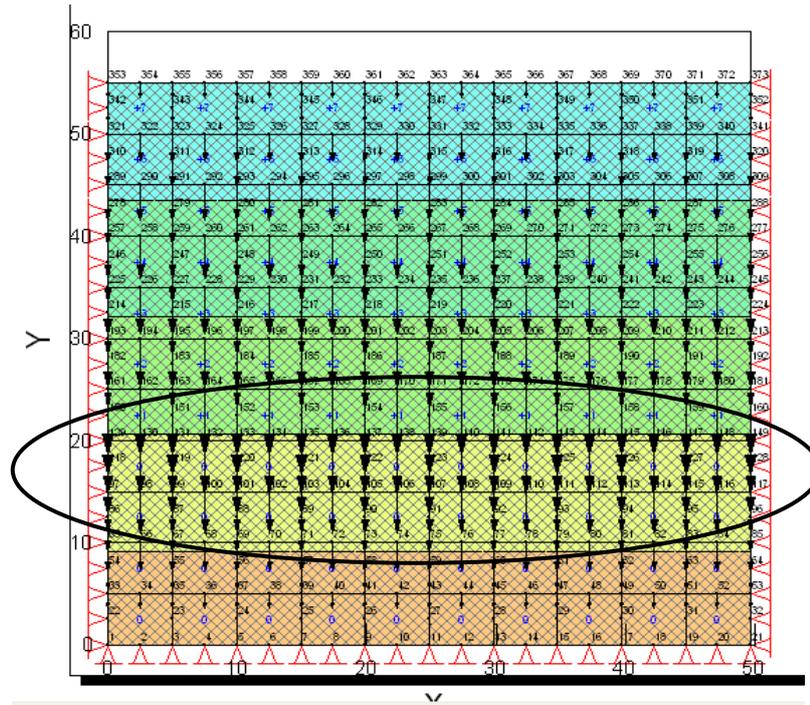


Figura 6.16 Vectores desplazamiento de dirección y tamaño para modelo Hiperbólico

En la figura 7.1 se muestran los esfuerzos en la región 1 corrida en el Modelo Hiperbólico, mientras que en la figura 7.2 muestra los esfuerzos según el Modelo Elástico Plástico

El comportamiento es similar en los dos Modelos; Hiperbólico y Elasto Plástico, en los cuales los mayores esfuerzos se encuentran en las capas inferiores, evidenciado por el color rojo de las celdas.

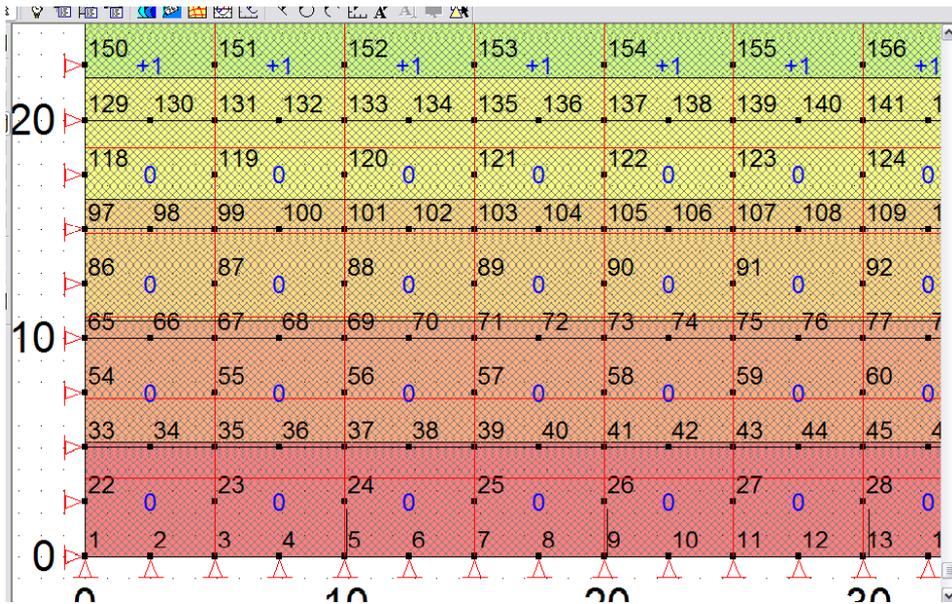


Figura 7.1 Deformación de la región 1 según el modelo Hiperbólico

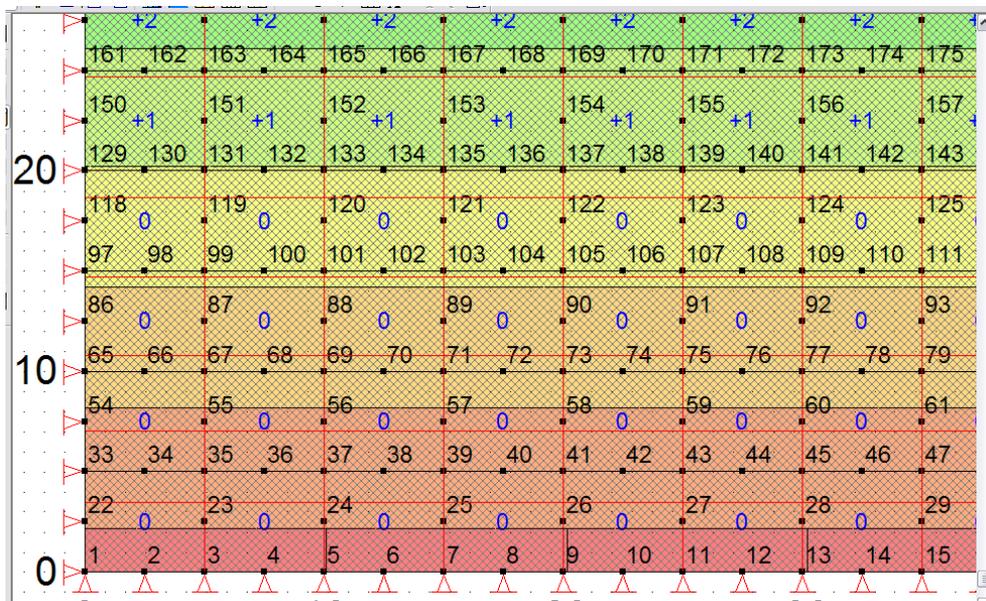


Figura 7.2 deformaciones en la región 1 según el Modelo Elástico Plástico

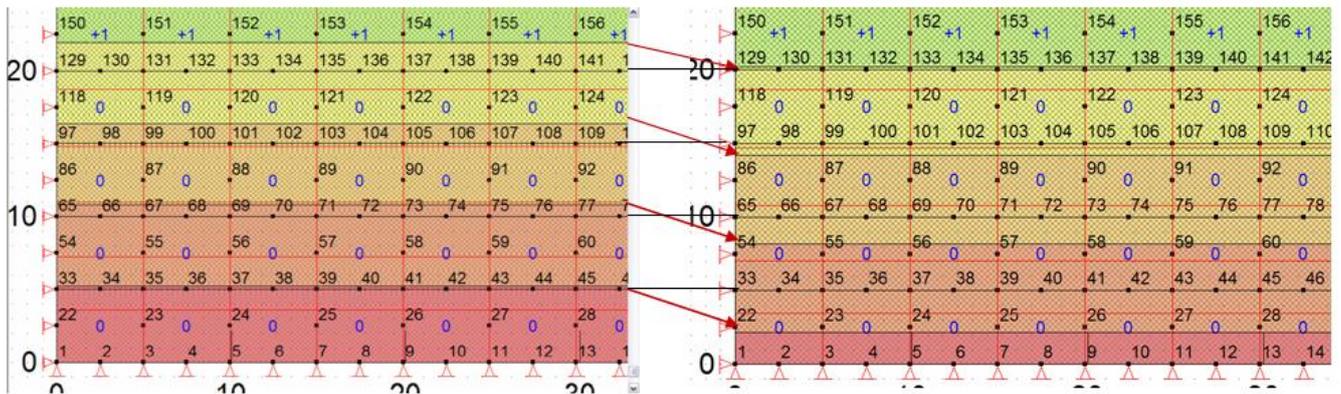


Figura 7.3 diferencia entre el Modelo Hiperbólico (Izquierda) y Modelo Elástico Plástico (derecha)

En la Figura 7.3 se muestra una comparación entre las deformaciones en Y entre el modelo Elástico Plástico y el Modelo Hiperbólico.

Nótese como en el Modelo Hiperbólico las deformaciones o desplazamientos son aparentemente menores en magnitud, que el Modelo Elástico Plástico (Mohr-Coulomb) aunque poco apreciable, por lo que se hace necesario el análisis de manera gráfica para determinar de cuanto es la diferencia entre los desplazamientos.

En la figura 7.3.1 se muestra en negro el contorno original de cada región antes de ser sometido a los esfuerzos de las capas superiores del material, mientras, que las flechas rojas muestran las diferencias de resultados según cada modelo.

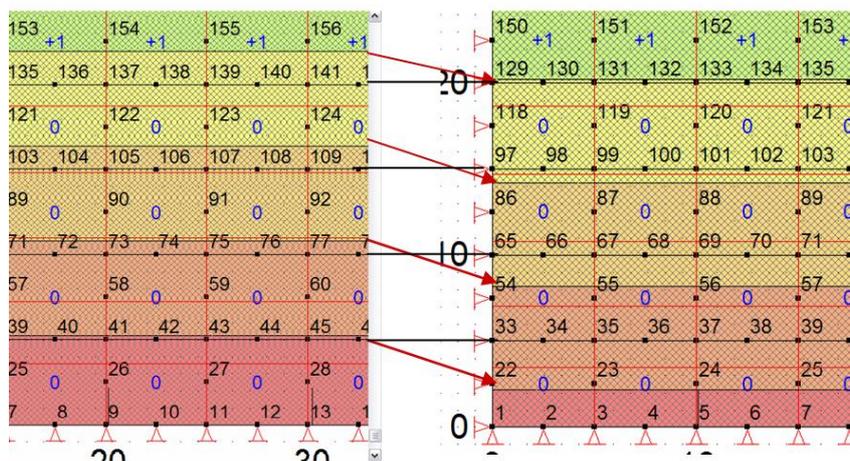


Figura 7.3.1 Izquierda; Modelo Hiperbólico y Derecha: Modelo Elástico Plástico.

Como el modelo se encuentra confinado, las mayores deformaciones se encuentran hacia el centro del rectángulo, debido a que los nodos laterales, como se explico anteriormente, se encuentran confinados (desplazamiento “0”).

7.3 Relación Esfuerzos totales Vs. Distancia:

Esta relación comprende analizar de manera gráfica cómo es el comportamiento del material, según los parámetros de esfuerzos totales y la distancia o altura total de relleno.

La figura 7.4 muestra la gráfica correspondiente al modelo Elasto-plástico de los parámetros mencionados.

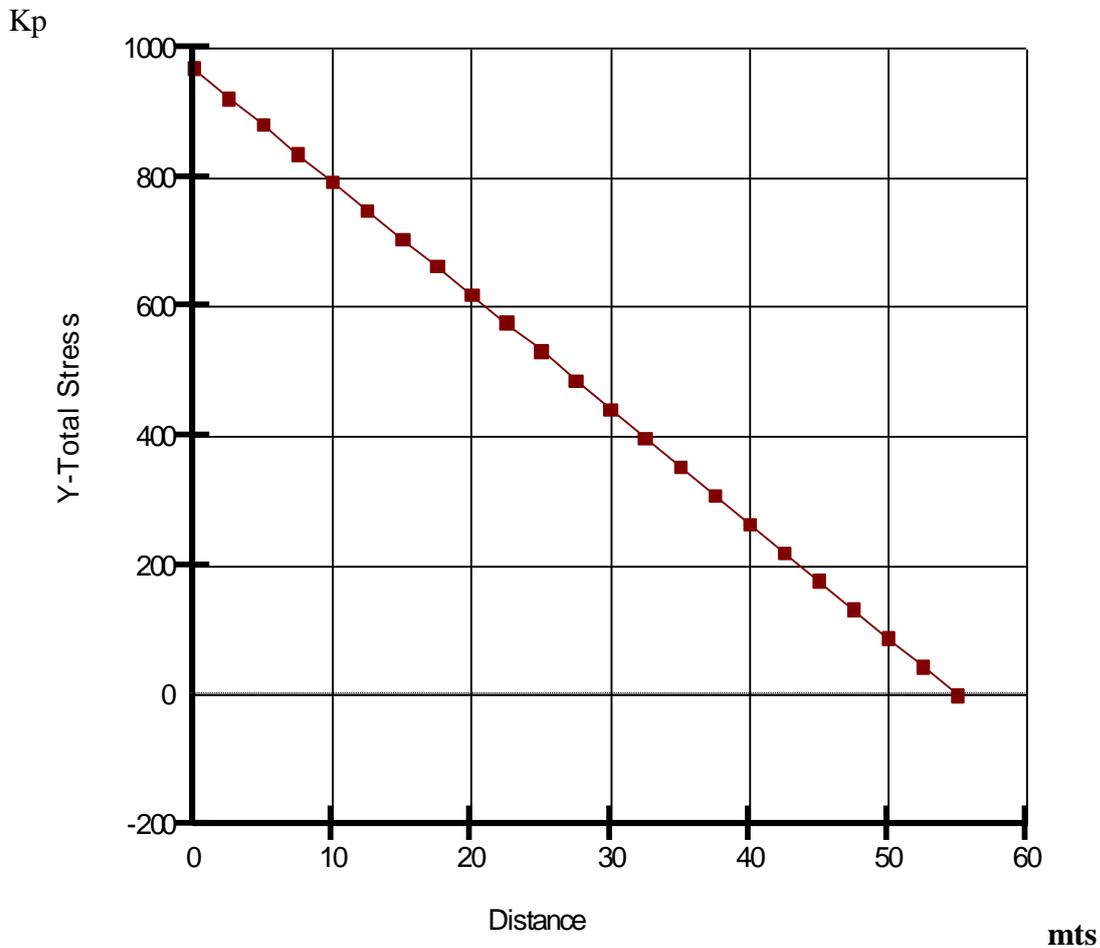


Figura 7.4 Esfuerzo total Vs Distancia para el modelo Elasto-plástico.

En esta gráfica se puede observar un comportamiento lineal donde el mayor esfuerzo es de 1000 Kp y se encuentra en la cota cero, es decir en la base de la fundación, mientras que el menor esfuerzo experimentado corresponde al punto de cota 55 mts con un esfuerzo total de 0 Kp.

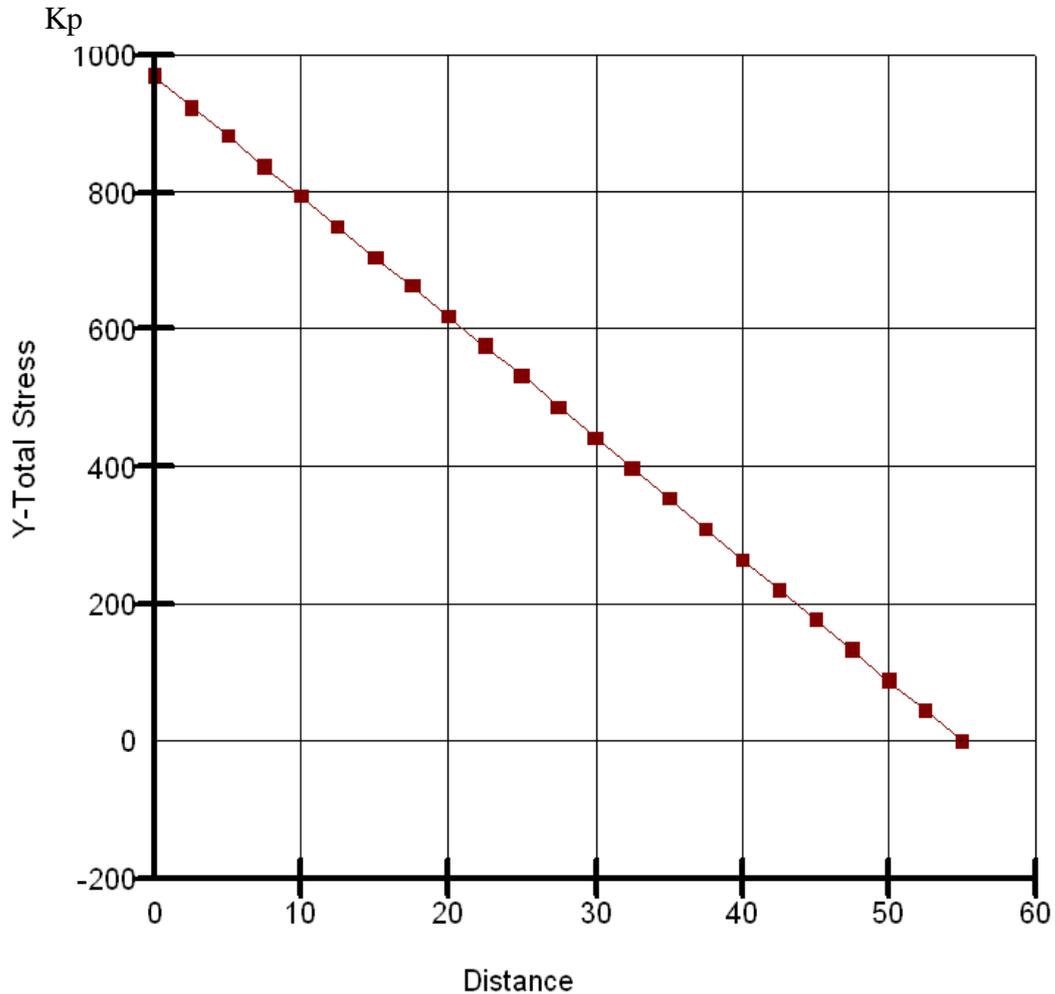


Figura 7.5 Esfuerzo total Vs Distancia para el modelo Hiperbólico.

La gráfica 7.5 muestra la relación de los esfuerzos totales y la distancia total de desplazamiento para el modelo hiperbólico, nótese la similitud con la grafica 7.4 correspondiente al modelo elasto-plástico.

Podemos decir entonces que, para ambos modelos, existe una relación lineal directamente proporcional entre los esfuerzos y las distancias, teniendo que a mayor profundidad (capas inferiores) mayor esfuerzo es ejercido sobre el suelo, y por el contrario a menor profundidad (capas superiores) menor será el esfuerzo experimentado.

7.4 Relación Desplazamientos en Y Vs. Distancia (altura):

Esta relación comprende analizar de manera gráfica cómo es el comportamiento del material, según los desplazamientos verticales y la distancia total o altura de relleno.

Este análisis es de suma importancia, ya que se pueden determinar cuánto es el desplazamiento obtenido por el material impermeable de relleno y donde ocurren dichos desplazamientos con exactitud.

La figura 7.6 muestra la gráfica correspondiente al modelo Elasto-plástico de los parámetros mencionados.

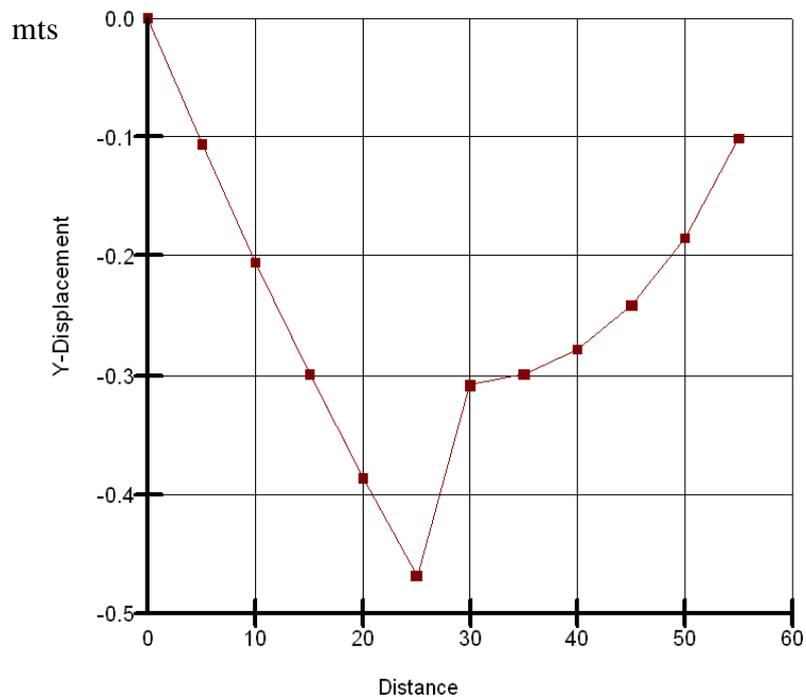


Figura 7.6 Desplazamiento en Y vs Distancia para el modelo Elasto-plástico.

En esta gráfica se observan tres comportamientos de la curva Distancia vs. Desplazamiento.

El primero es de tipo lineal, se puede decir que comprende desde las cotas 0 mts hasta la 25 mts, donde a medida de que se va relleno se van experimentando desplazamientos verticales en los órdenes de los 10 cm por cada 10 metros, hasta los 25 metros de altura con 46 cm como máximo.

El segundo tramo comprende desde los 25 mts hasta los 30 mts de altura, aquí la curva experimenta un comportamiento lineal inverso, es decir, el desplazamiento vertical disminuye de manera drástica y pasa de estar en 46 cm hasta a los 31 cm. Se puede decir entonces que, sobre los 25 metros de relleno el suelo está experimentando desplazamientos verticales menores a 46 cm, y que en este punto se disminuye en 15 cm dicho desplazamiento en 5 metros de relleno.

El último tramo corresponde a una curva uniforme donde se observa una disminución de los desplazamientos verticales a medida de que se rellena después de los 30 metros de altura.

La figura 7.7 muestra la gráfica correspondiente al modelo Hiperbólico que relaciona al igual que en el modelo Elasto-plástico, los desplazamientos verticales y la distancia total de relleno.

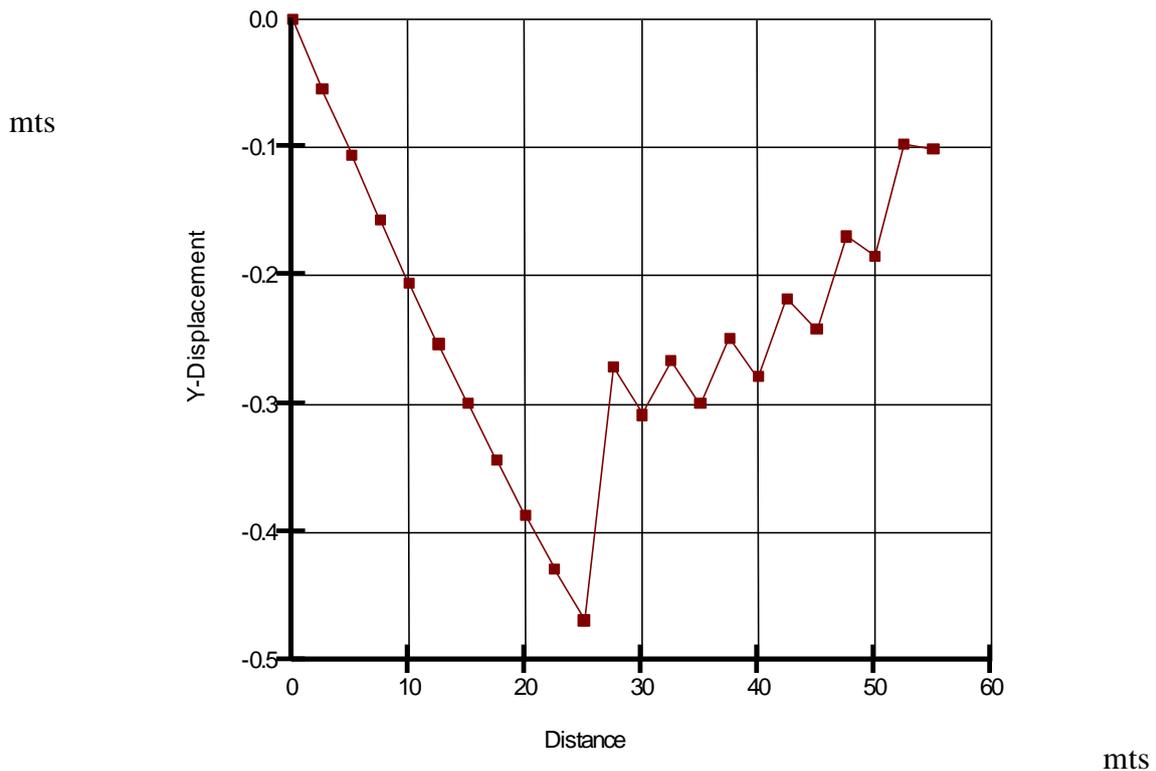


Figura 7.7 Desplazamiento en Y vs Distancia para el modelo Hiperbólico.

En esta gráfica, al igual que la anterior, se observan tres comportamientos de la curva Distancia vs. Desplazamiento.

El primero es de tipo lineal, y comprende desde las cotas 0 mts hasta la 25 mts, por lo que a medida de que se va rellenando se van experimentando desplazamientos verticales en los órdenes de los 10 cm por cada 10 metros de relleno, experimentando un punto máximo a los 25 metros con 46 cm de desplazamiento, este punto máximo de desplazamiento coincide con el modelo Elasto-plástico.

El segundo tramo comprende desde los 25 mts hasta los 27 mts de altura, aquí la curva experimenta un comportamiento lineal inverso, es decir, el desplazamiento vertical disminuye de manera drástica y pasa de estar en 46,2 cm de desplazamiento vertical para pasar a los 26 cm.

El último tramo corresponde a un comportamiento anómalo de zigzag, donde a medida de que aumentan las cotas de relleno el material experimenta, según este

modelo, un constante aumento seguido de una caída de los desplazamientos verticales, esto ocurre desde la cota de 27 mts hasta la de 55 metros a razón de 5 cm cada 5 metros.

Si comparamos ambas graficas podemos ver cierta correspondencia de su comportamiento encontrando puntos de coincidencia importantes (figura 7.8).

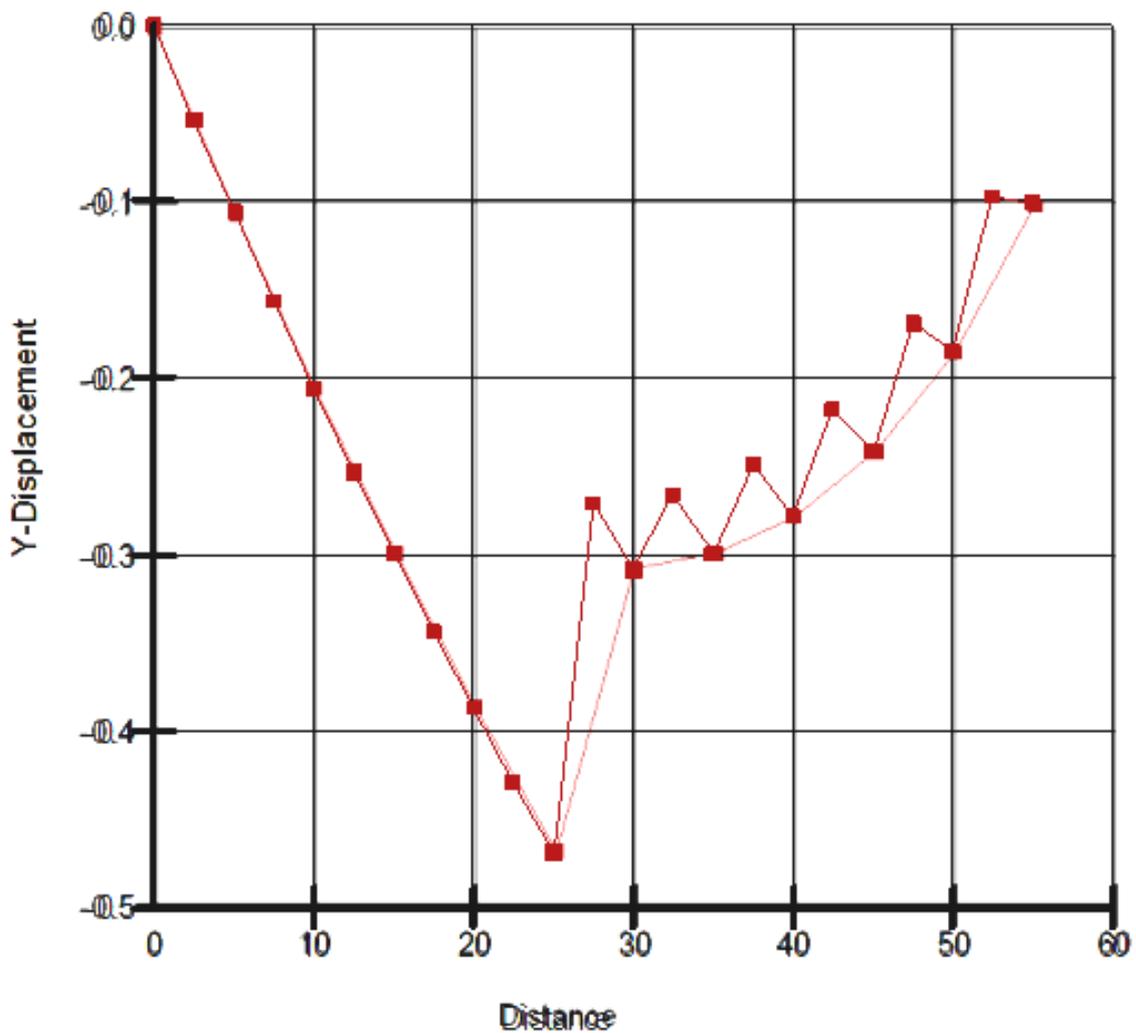


Figura 7.8 Comparación de ambos modelos para la relación desplazamiento y altura de relleno

En el tramo que va desde los cero metros hasta los 25 metros ambas graficas coinciden mostrando el mismo incremento de 5 cm en desplazamiento vertical a cada 5

de altura y ambas experimentan el máximo desplazamiento de 46,25 cm al llegar a los 25 metros de relleno. A partir del metro 30 sólo coinciden en los puntos que van a cada 5 metros, entre los intervalos de 2,5 metros la grafica del modelo hiperbólico experimenta disminuciones drásticas de los desplazamientos con sucesivos aumentos de los mismos.

7.5 Círculos de Mohr:

Hemos visto en los gráficos anteriores de Desplazamiento en Y vs. Altura del relleno que, tanto en el modelo hiperbólico como en el elasto-plástico, existen dos puntos de interés que se deben tomar en cuenta, estos corresponden a los puntos de cotas 20 mts, correspondiente al tope de la fundación y 25 mts a partir de donde ocurren los desplazamientos reales debido a los esfuerzos efectivos o totales.

Analizaremos con círculos de Mohr cada uno de estos puntos para ambos modelos:

- **Modelo Elasto-Plástico para un punto a 20 metros.**

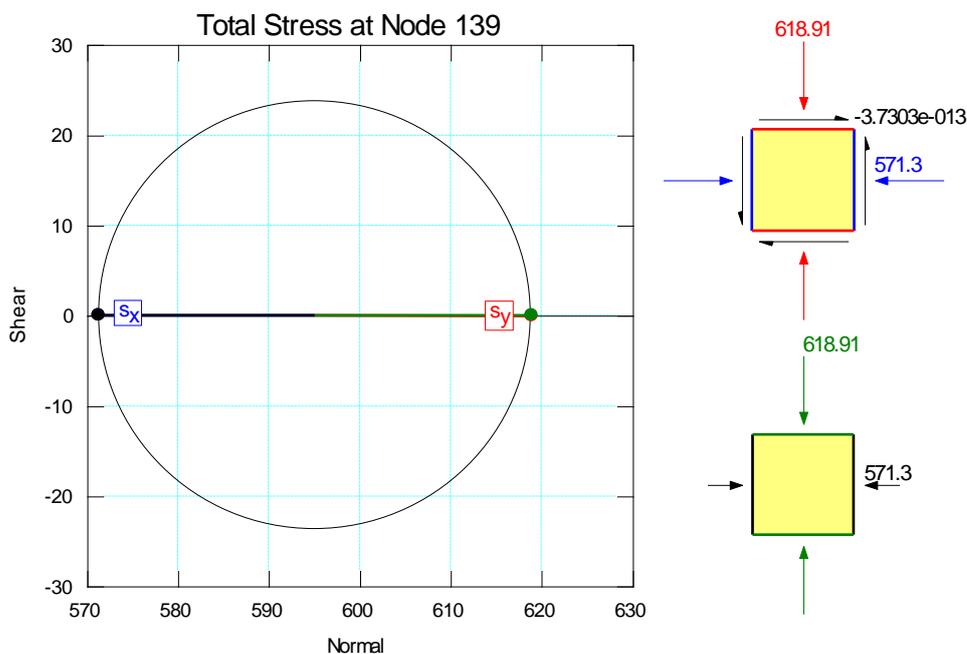


Figura 7.8 Círculo de Mohr correspondiente al punto de cota 20 metros para el modelo Elasto-Plástico.

Esta gráfica se obtiene a partir de uno de los nodos ubicados hacia el centro del rectángulo modelo en la cota 20, para este caso sería el nodo número 139, aquí se muestran los valores de: Para $\sigma_t=600$, $Y=618,91$ y $X=571,3$.

- **Modelo Elasto-Plástico para un punto a 25 metros.**

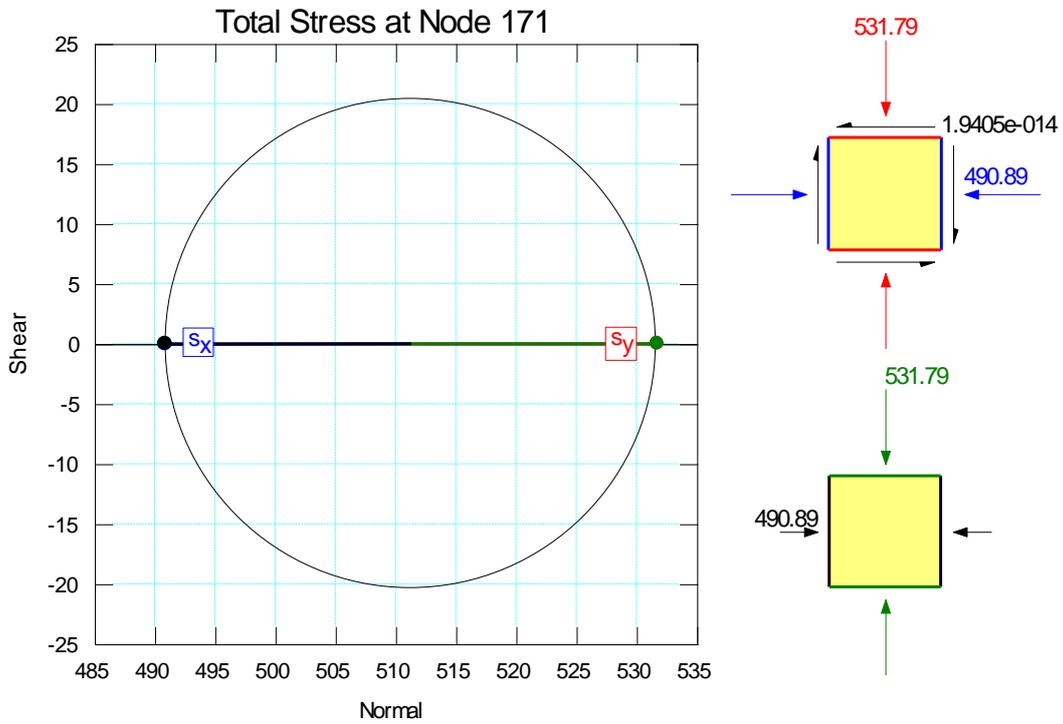


Figura 7.8.1 Círculo de Mohr correspondiente al punto de cota 25 metros para el modelo Elasto-Plástico.

Esta gráfica se obtiene a partir de uno de los nodos ubicados hacia el centro del rectángulo modelo en la cota 25, para este caso sería el nodo número 171, aquí se muestran los valores de: Para $\sigma_t=500$, $Y=531,79$ y $X=490,89$.

- **Modelo Hiperbólico para un punto a 20 metros**

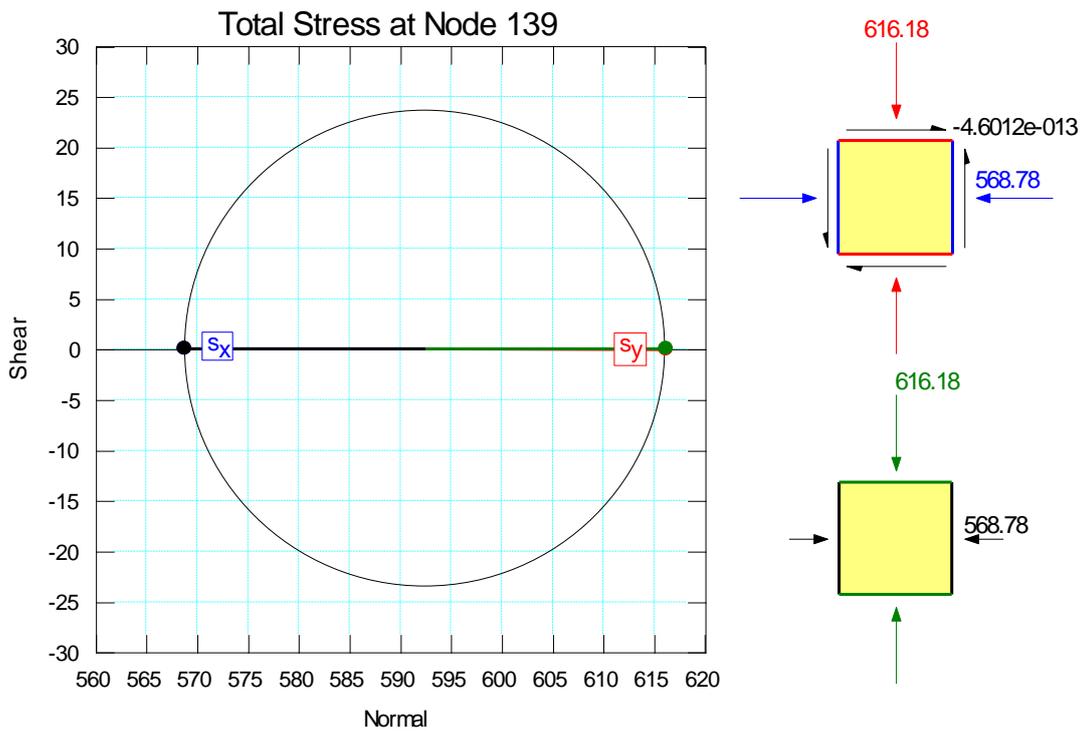


Figura 7.9 Circulo de Mohr correspondiente al punto de cota 20 metros para el modelo Hiperbólico.

La gráfica 7.9, se obtiene a partir de uno de los nodos ubicados hacia el centro del rectángulo modelo en la cota 20, para este caso sería el nodo número 139, aquí se muestran los valores de: Para $\sigma_t=600$, $Y=616,18$ y $X=568,78$.

- **Modelo Hiperbólico para un punto a 25 metros.**

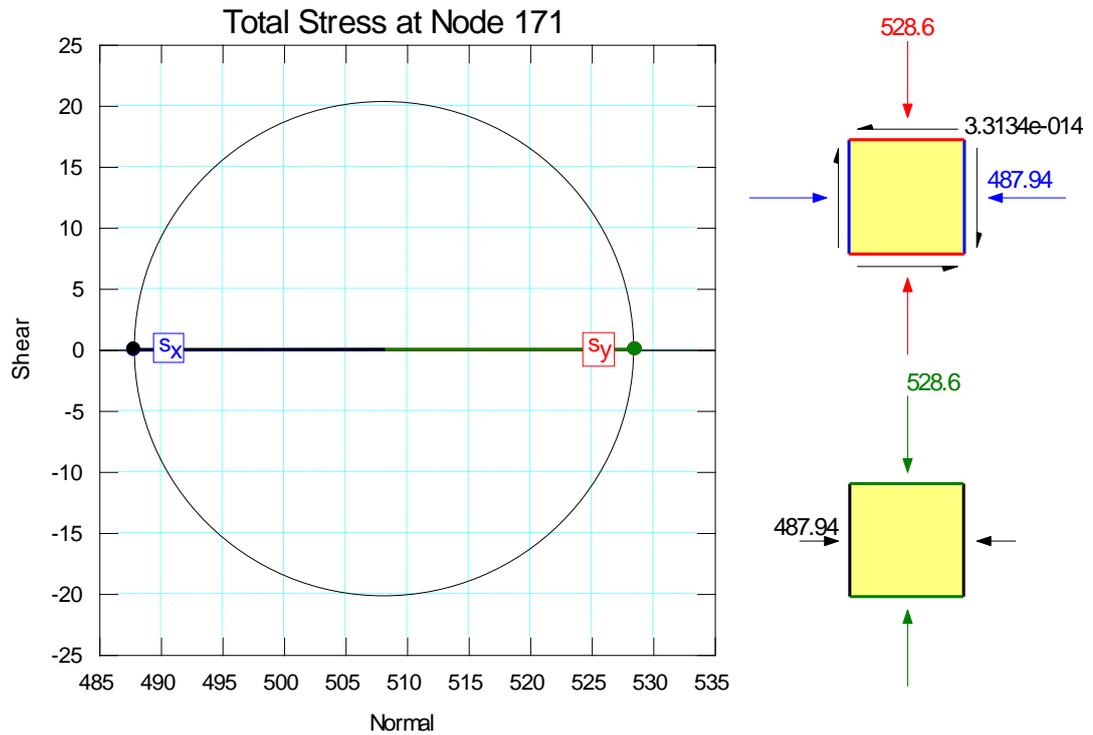


Figura 7.9.1 Círculo de Mohr correspondiente al punto de cota 25 metros para el modelo Hiperbólico.

La gráfica 7.9.1 se obtiene a partir de uno de los nodos ubicados hacia el centro del rectángulo modelo en la cota 25, para este caso sería el nodo número 171, aquí se muestran los valores de: Para $\sigma_t=500$, $Y=528,60$ y $X=487,94$.

7.6 Aplicación de los modelos al diseño de la presa.

Para el segundo diseño, correspondiente a las dimensiones originales de La Presa Derecha de Tocomá se obtuvieron los siguientes análisis:

Al plotear los puntos o nodos centrales de la malla, figura 7.10, desde la cresta hasta la base, se compararon el desplazamiento vertical de los mismos Vs. la altura del relleno obteniendo que para los 13 metros y los 19 metros de altura la estructura experimenta un máximo desplazamiento vertical de 1 metro para el modelo Mohr Coulomb. (Figura 7.10-1)

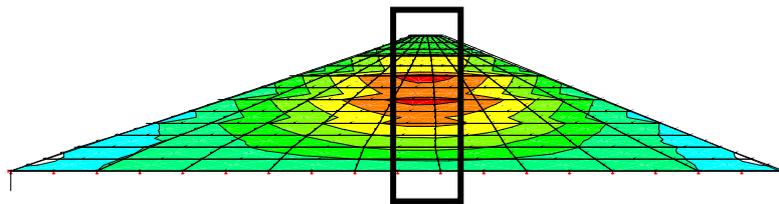


Figura 7.10. Nodos verticales y centrales de la malla

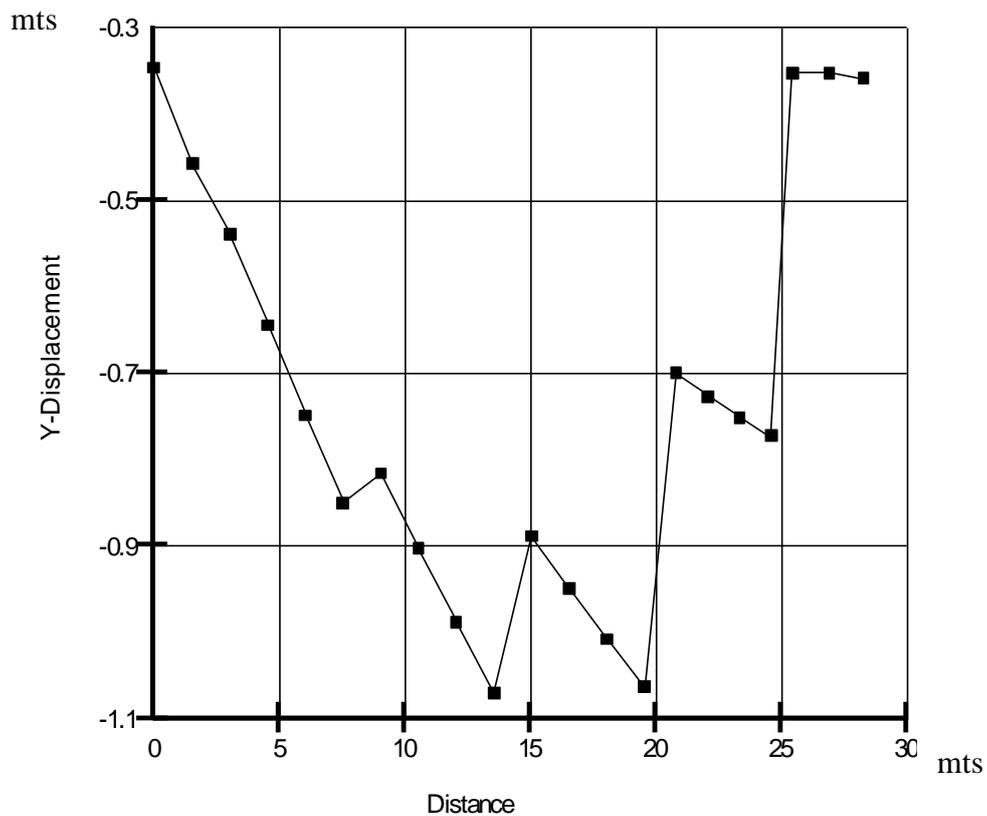


Figura 7.10-1 Desplazamiento en Y vs la altura de relleno de los nodos verticales correspondientes a la parte central de la estructura. Modelo Mohr Coulomb

Por otra parte observemos el mismo gráfico pero para el modelo Hiperbólico (Figura 7.10-2).

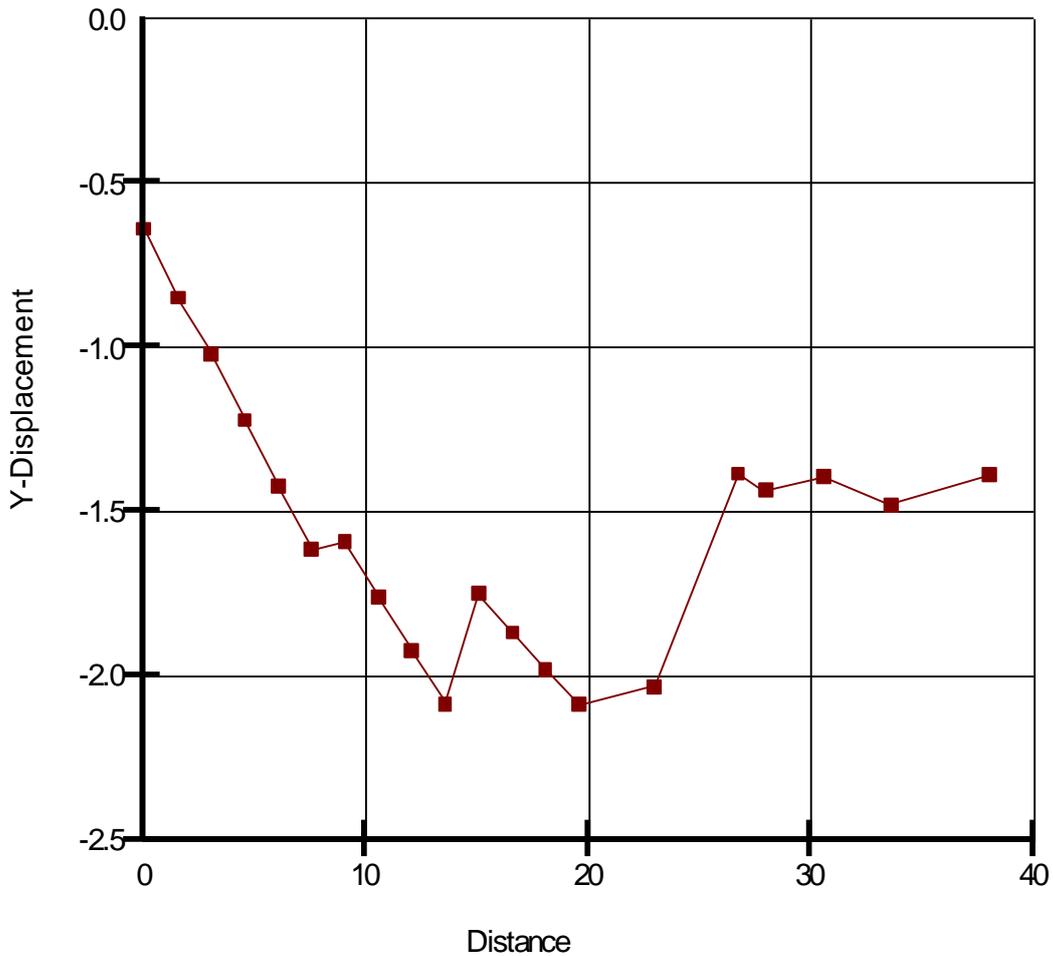


Figura 7.10-2 Desplazamiento en Y vs la altura de relleno de los nodos verticales correspondientes a la parte central de la estructura. Modelo Hiperbólico.

Para el caso del modelo Hiperbólico los máximos desplazamientos verticales son de 2 metros aproximadamente y corresponden, al igual que para Mohr Coulomb, a los 13 y 19 metros de altura. Nótese que los desplazamientos se duplicaron con respecto al modelo anterior.

Analizaremos ahora los mismos desplazamientos pero tomando como referencia los nodos horizontales correspondientes a la parte central de la estructura. (Figura 7.11)

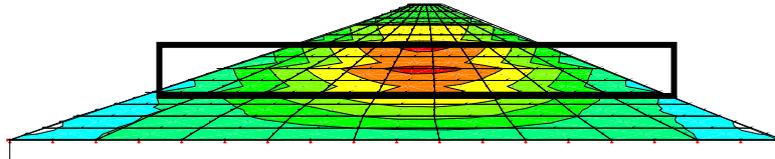


Figura 7.11. Nodos horizontales y centrales de la malla

Para el modelo Mohr Coulomb:

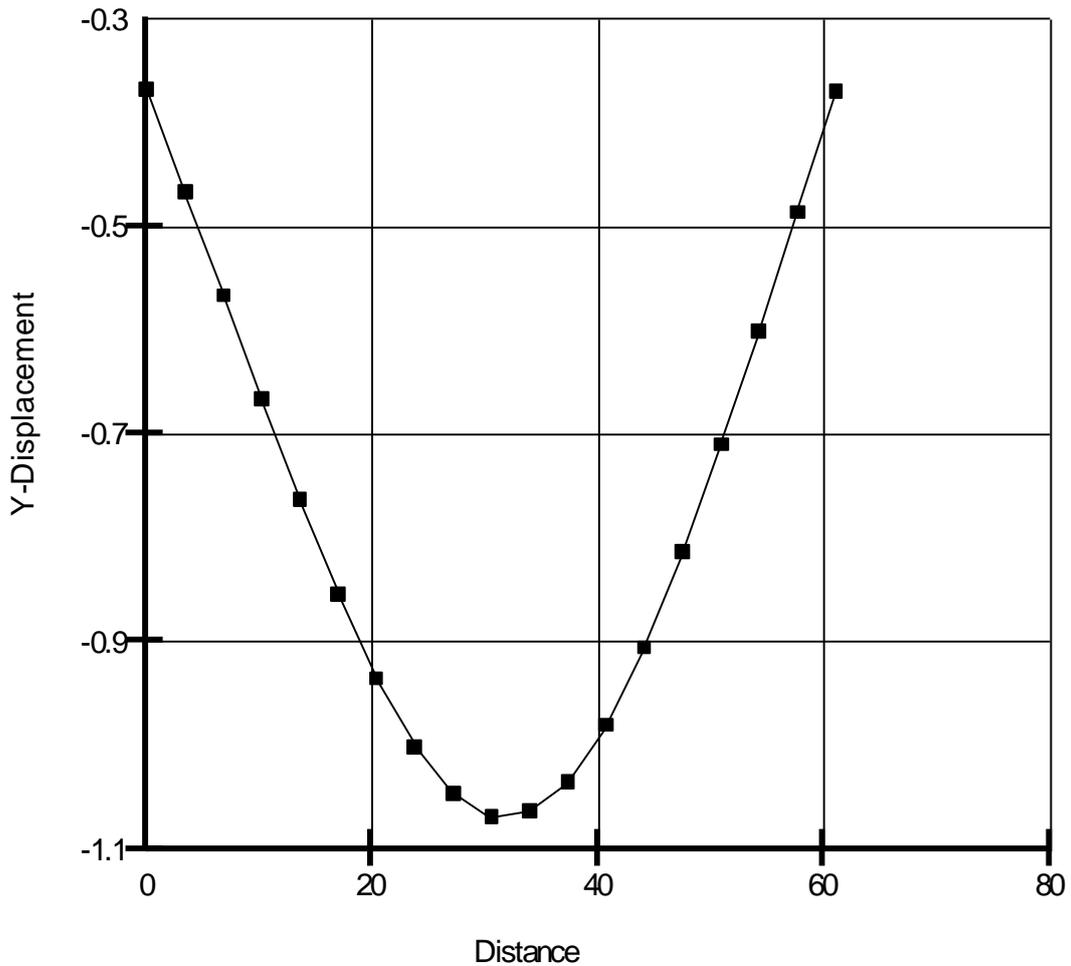


Figura 7.11-1 Desplazamiento en Y vs la distancia horizontal de la base de los nodos horizontales correspondientes a la parte central de la estructura. Modelo Mohr Coulomb

La figura 7.11-1 muestra para los nodos horizontales un desplazamiento máximo de 1 metro aproximadamente para el metro 30 de la base de la estructura, es decir hacia el centro de la presa.

Para el modelo Hiperbólico:

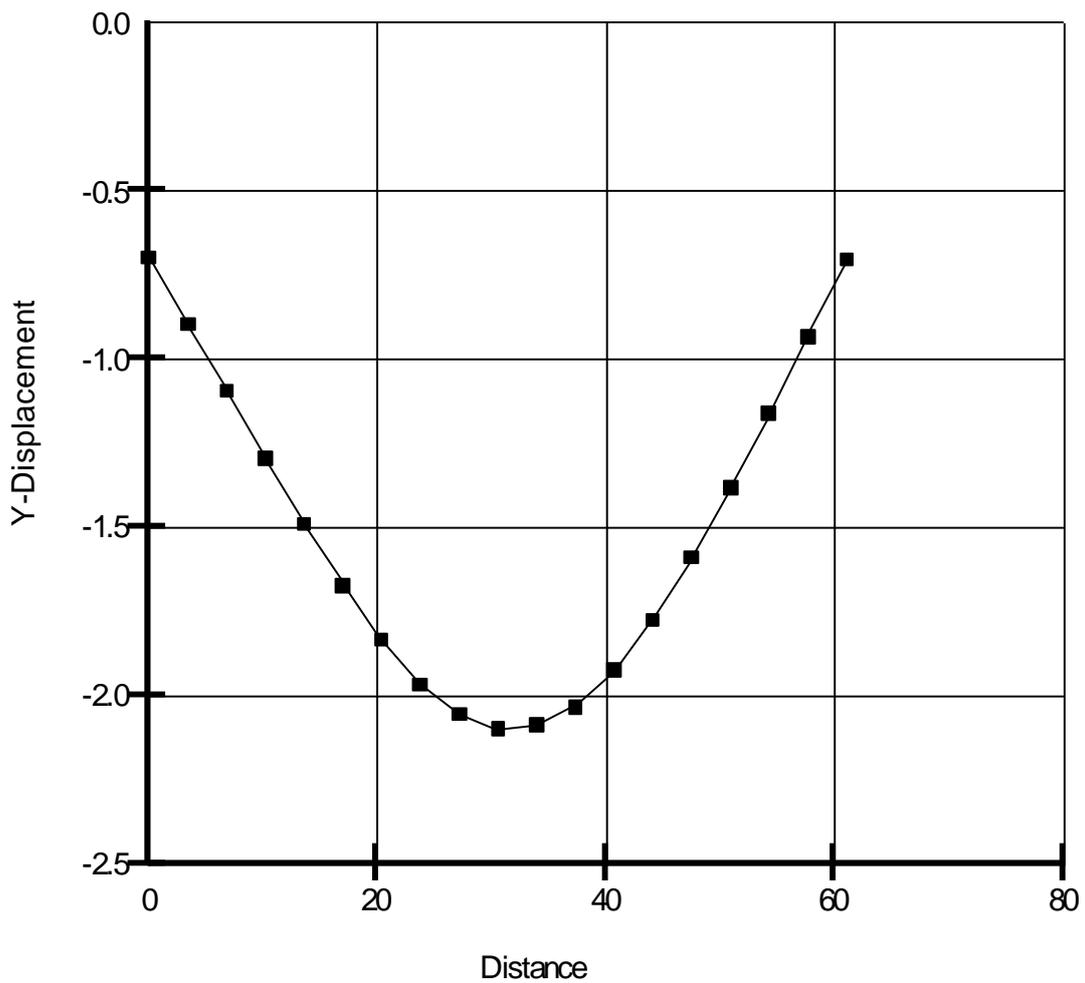


Figura 7.11-2 Desplazamiento en Y vs la distancia horizontal de la base de los nodos horizontales correspondientes a la parte central de la estructura. Modelo Hiperbólico

La gráfica 7.11-2 nos muestra el mismo análisis anterior pero aplicado al modelo Hiperbólico. Aquí el máximo desplazamiento es de 2 metros y ocurre aproximadamente a los 30 metros de la base de la estructura, nótese que es el mismo comportamiento para los nodos verticales, es decir los valores de desplazamiento vertical se duplican en relación del modelo Mohr Coulomb al Hiperbólico.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Luego de los análisis de los resultados arrojados por el Sigma/W para los modelos constitutivos Elásto-Plástico (Mohr-coulomb) y el Modelo elástico no lineal (Hiperbólico), aplicados para calcular las deformaciones causadas por los esfuerzos generados al colocar las capas de relleno del material impermeable que formará parte del núcleo de la Presa Derecha de Tocomá, se establecieron patrones de comparación, para cada uno de estos modelos, lo que nos permitió obtener ciertas conclusiones relacionadas a cómo se comportará ese material durante la construcción de la Presa Derecha de Tocomá.

Para ello, en primer lugar debemos recordar que nuestro estudio fue realizado a través de 2 mallas, una malla fija rectangular, a base de elemento finito para un solo tipo de suelo, dicha malla fue diseñada con 60 metros de alto por 50 metros de largo y fue confinada tanto en la base como a los lados. Y una segunda malla que simula a la estructura en la realidad con las siguientes dimensiones: Altura de la Presa: 35 metros, Ancho de la cresta: 8 metros, Talud Izquierdo: Pendiente 3:1 y Talud Derecho: Pendiente 2,5:1.

Para nuestro caso el tipo de suelo empleado como material impermeable es un suelo de tipo residual: Arcillas y Limos de baja plasticidad (CL y ML respectivamente), esta clasificación es obtenida luego de revisar la granulometría e índices de consistencia, tomadas como guía de cada una de las muestras tomadas de las zonas de préstamo, cabe destacar que los préstamos constan, no solo de arcillas y limos sino también de arenas arcillosas y limosas con un ángulo de fricción interna de 33° no correspondiendo este valor con los parámetros de suelos arcillosos, por lo que, el Departamento de Geología de EDELCA con la colaboración del Ingeniero Noel Guerra, solo selecciono como préstamo para la construcción del núcleo aquellos espesores de material que cumpliera con valores de Pasa 200 es mayor al 48% y con un Índice de plasticidad mayor al 6%.

En segundo lugar tenemos que, para ambos modelos siempre se trabajó en seco, es decir, nunca se tomó en consideración el esfuerzo ejercido por la masa de agua, por lo que los valores de esfuerzos obtenidos se tomaron como efectivos o totales.

Por último, las propiedades de esfuerzo-deformación del material utilizado en los modelos se obtuvieron a partir de ensayos especiales de laboratorio, realizados por el Ingeniero Killian De Fries, con la reinterpretación de observaciones instrumentales en otras obras de EDELCA, construidas con materiales similares.

Dicho esto, el patrón de comparación tomado se basó en la predicción de la magnitud y distribución de los asentamientos durante la construcción de la estructura, a través del análisis de los esfuerzos totales o efectivos verticales y longitudinales, y de los esfuerzos principales mayores con su lugar de ocurrencia.

En conclusión, y tomando en consideración lo expuesto anteriormente, podemos decir que, ambos modelos, elasto-plástico (Mohr Coulomb) e hiperbólico, arrojaron los mismos resultados en cuanto a la ubicación tanto vertical como horizontal de los desplazamientos verticales o asentamientos. En cuanto a las magnitudes, para el modelo Hiperbólico, éste duplica al modelo Mohr Coulomb, asignando un desplazamiento vertical de 2 metros contra un desplazamiento de 1 metro respectivamente. Esto nos resulta interesante ya que los ensayos de laboratorio del suelo requeridos para cada modelo difieren entre sí, siendo los del modelo hiperbólico los más complejos.

Quiere decir entonces que los mayores desplazamientos verticales ocurren siempre a un tercio de la altura de la estructura, aproximadamente entre los 13 y 20 metros de altura y a los 30 metros de la base de la misma, se encuentre ésta confinada lateralmente o no.

Dicho esto, y tomando en consideración los factores de seguridad para la construcción de Presas, el modelo Hiperbólico pareciera ser el más idóneo a utilizar ya que expresa un mayor asentamiento posible durante la construcción de la estructura. Esto permite a las empresas, en nuestro caso a EDELCA establecer los parámetros de

construcción pertinentes para la correcta colocación de los elementos que formarán parte de La Presa Derecha de Tocomá.

Por lo tanto; se recomienda que durante la construcción del núcleo de La Presa derecha de Tocomá, se corroboren estos resultados obtenidos a través de la medición “In Situ” de los desplazamientos para cada capa de relleno con el material de préstamo a colocar para realizar una estimación del proceso constructivo. El modelo de medición a emplear quedará a juicio de la Empresa (EDELCA), pudiendo tomar en consideración aspectos como costos, y factor de seguridad.

Aunque nuestro trabajo se basó fundamentalmente en, elaborar un patrón comparativo entre los dos modelos empleados observando el comportamiento de ambos al final de la construcción de la estructura. Al ver los resultados arrojados sugerimos la implementación del modelo Hiperbólico para este estudio, ya que el mismo manifiesta un mayor valor de asentamiento vertical.

Es importante destacar que para este tipo de presas, el núcleo es el elemento más importante ya que el mismo es el que posee la capacidad de rebatir el agua del embalse, por lo que evaluar estos asentamientos correctamente se traduce en un buen funcionamiento de toda la obra en general. Un núcleo mal colocado pudiera generar el desplazamiento total de la presa y por ende ocasionar grandes tragedias, como inundaciones a gran escala.

CAPITULO IX
BIBLIOGRAFÍA

ASCANIO, T. (1975). *El Complejo Imataca en los alrededores del Cerro Bolivar*. X Conf. Geol. Interguiana, Belbrasil, pp 181-197

BADILLO J., RODRÍGUEZ R. (1999) *Mecánica de suelos*, tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos, 1º edición México, Distrito Federal, editorial Limusa.

BELTRÁN HÉCTOR (2000). *Relaciones Esfuerzos- deformación-tiempo en los suelos*. Caracas.

BRAJA M. DAS (2006) *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, Edamas Impresiones, México DC,

CARPIO E. L (2005) *Caracterización Geológica y Estatización del Talud sur del Pozo Disipador del Aliviadero del Proyecto Tocoma, EDO. Bolívar*.

C.V.G. ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ. C.A. (EDELCA). (2000). *Aspectos geológicos del Proyecto Tocoma*. Departamento de Geología.

C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A - (2004). *Proyectos del Bajo Caroní – Tocoma*. 17 de marzo 2005, <http://intranet.edelca.com.ve>

CHASE, RICHARD L. (1.965). *El Complejo Imataca, La Anfibolita de Panamá y Trondjemita de Guri*. Bol. de Geología, Vol. VII, N° 13, Caracas, pp 178-201

DASHKO R.E. y KAGÁN A. (1980). *Mecánica de suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*. Editorial MIR- Moscú.

DE FRÍES KILLIAN Y HÉCTOR BELTRÁN (2006). *Contacto entre presa de enrocado derecha y presa de transición, análisis de esfuerzos y deformación*. Caracas.

FRANCIS W. SEARS (1967) *Fundamentos de física i, Mecánica, calor y sonido*, Aguilar s. a. de ediciones. Madrid – España.

GONZÁLEZ DE VALLEJO (2003) *Ingeniería Geológica*. Editorial Isabel Capella, España.

GONZÁLEZ DE JUANA. (1980). *Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas*. Edición FONINVES.

KALLIOSKOSKI, J (1965). *Geología de la parte nor-central del Escudo de Guayana, Venezuela*. Boletín de Geología; Vol. III, N° 13. Caracas, pp. 42-98.

LAMBE W., WHITMAN R (1991) *Mecánica de suelos*, 1° edición México, Distrito Federal, editorial Limusa.

LENGSTER G, MELVIN (2006) *Reevaluación Geológica mediante perforaciones de la Presa izquierda de la Central Hidroeléctrica Francisco de Miranda “Caruachi”*. Municipio Piar, Estado Bolívar.

MENDOZA V. (2000) *Evolución Geotectónica y Recursos Minerales del Escudo de Guayana en Venezuela (Y Su Relación con el Escudo Sudamericano)*. Ciudad Bolívar.

SIGMA/W ENGINEERING BOOK. (2004).

INTRANET, EDELCA PUERTO ORDAZ.

RODRIGUEZ P. (2006) *Análisis de Estabilidad del Talud oeste del Pozo Disipador del Aliviadero de la Central Hidroeléctrica Tocomá, Estado Bolívar.*

SCHOFIELD, A Y WROTH, P. (2005). *Critical states soil mechanics. Cambridge University.*

