

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA PRESA DE ESCOLLERA DEL DIQUE CAMPO ALEGRE, APLICANDO MÉTODOS NUMÉRICOS

Autores: Lopez Barutti, Ignacio - Juarez, Paula Anabel

Ingeniería Civil



Facultad de Ingeniería e Informática
2022



ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA PRESA DE ESCOLLERA DEL DIQUE CAMPO ALEGRE, APLICANDO MÉTODOS NUMÉRICOS

Profesor Guía: Ing. Fernando Javier Albarracín

Integrantes del Tribunal Evaluador:

Fecha de Exposición del Trabajo:



DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

A la familia de Ignacio López Barutti, y de Paula Anabel Juárez, por su constante ánimo, motivación y soporte, durante toda la etapa académica, y en el proceso de elaboración de este trabajo. Con todo nuestro corazón les damos gracias por cada logro de nuestras vidas, en especial por todos los días de la carrera en los cuales nos alentaron siempre a seguir adelante. Destacamos sus sacrificios y enseñanzas que nos facilitaron el camino.

Con gran admiración y respeto, le damos las gracias a nuestro tutor Ing. Fernando Javier Albarracín por sus oportunas observaciones, consejos, dedicación, guía y ayuda, durante la etapa de desarrollo del proyecto final en la Universidad Católica de Salta.

A la Dra. Ing. Lía Elizabet Orosco Segura, por su guía, idoneidad, control, y por ser motor impulsor del proyecto final.

Un especial agradecimiento a los Ing. Néstor y Florencia Lesser, quienes colaboraron y brindaron todo su apoyo incondicional al proyecto y a los trabajos de campo.

Al Ing. Federico Nievas por sus aportes y colaboración en el relevamiento topográfico realizado en campo; al Geólogo Carlos Peralta por brindar su conocimiento y asesoría en los ensayos de prospección geofísica y al Ing. Marcelo Chalabe, quien nos facilitó el material y las herramientas necesarias para el desarrollo del proyecto.

Una vez más, a todos muchas gracias.

De parte de Ignacio: -Le agradezco con todo cariño a mi pareja Luciana, por su compañía, comprensión y apoyo.-

De parte de Paula: - Le agradezco a Dios por sobre todas las cosas, por su permanente bondad a mi vida en darme fuerzas, consuelo, aliento, bendiciones y en proveer todo lo necesario a lo largo de toda mi carrera y de este proyecto final.-



INDICE DE TRABAJO

1	Introducción	1
1.1	Obra a analizar	1
1.2	Generalidades de Presas	2
1.3	Elementos que conforman un Dique	3
1.4	Elementos de una Presa de Materiales Suelos, tipo CFRD.	3
1.5	Presa del Dique Campo Alegre	4
1.6	Problemática Actual	5
1.7	Métodos de Análisis	7
2	Marco de referencia conceptual.	9
2.1	El Método de los Elementos Finitos	9
2.1.1	Sistemas Discretos en General.	9
2.1.2	Aplicación a un Problema Plano de Elasticidad Lineal (CASO DISCRETO)	11
2.1.3	Ensamblaje	12
2.1.4	Transformación de Coordenadas.....	13
2.1.5	Aplicación a un Problema Plano de Elasticidad Lineal (CASO CONTINUO).....	14
2.1.6	Formulación Directa de las Características de un Elemento Finito	15
2.1.7	Relaciones Cinemáticas	16
2.1.8	Ecuaciones de Elasticidad	17
2.1.9	Ecuaciones de Equilibrio	17
2.2	Plasticidad	19
2.2.1	Elasticidad.....	20
2.2.2	Teorías de Rotura	22
2.2.3	Modelo de Plasticidad para Materiales Friccionantes	22
2.3	Presas de Materiales Suelos.....	25
2.3.1	Presas de Escollera, con Pantalla de Hormigón Armado	25
2.3.2	Elementos que Conforman a la Presa CFRD	26
2.3.3	Comportamiento Estructural de una Presa	29
2.3.4	Acción Sísmica	29
2.3.5	Deformaciones Horizontales	31
2.3.6	Estabilidad de una Presa CFRD	31
3	Relevamiento de la presa	34
3.1	Medición de las Deformaciones en Coronación	34
4	Métodos de Prospección Geofísica	41



4.1	Método de Análisis Multicanal de Ondas superficiales (MASW)	46
4.2	Método de Análisis de Microtrepidaciones (MAM)	47
4.3	Metodología de trabajo en campo para ensayo MASW y MAM	47
4.3.1	Ensayo del método sísmico MASW	50
4.3.2	Ensayo del método sísmico MAM	54
4.4	Software Utilizado para MASW y MAM	55
4.5	Resultados de los ensayos.	59
4.5.1	Resultados del ensayo N° 1 de MASW.	59
4.5.2	Resultado del ensayo N°2 de MASW	61
4.5.3	Resultados del ensayo MAM	62
4.5.4	Resultados definitivos	64
5	Dibujo 2d de la Presa	65
6	Determinación de Parámetros Mecánicos	69
6.1	Plinto y Pantallas	70
6.1.1	Módulo de Elasticidad	70
6.1.2	Módulo de Elasticidad Transversal:	70
6.1.3	Peso específico:	70
6.2	Roca Acomodada y Rockfill	71
6.2.1	Módulo de Elasticidad Transversal:	71
6.2.2	Peso Específico de la Roca	72
6.3	Relleno Aluvial y Estrato de Roca	78
7	Creación del Modelo en DIANA FEA	79
8	Análisis Estructural en DIANA FEA	89
8.1	Paso 1 – ANALISIS LINEAL	89
8.2	Paso 2 – ANALISIS NO LINEAL	91
8.2.1	Desplazamientos nodales	96
8.2.2	Plastificación	98
8.2.3	Tensiones Principales de Compresión y Corte	100
8.3	Paso 3 – ANALISIS DE VIBRACION LIBRE	102
8.4	Paso 4 – CALCULO DE COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH	103
8.5	Paso 5 – ANALISIS DE TIME HISTORY	105
8.5.1	Historia de desplazamientos nodales	109
8.5.2	Historia de tensiones, normales y cortantes globales	111
8.5.3	Historia de distorsiones plásticas	113



8.5.4	Historia de velocidades nodales globales	114
8.5.5	Historia de aceleraciones nodales globales	115
9	Conclusión y Futuras Líneas de Investigación	116
9.1	Recomendaciones.	118
9.2	Futuras líneas de investigación.....	119
10	Bibliografía	120
Anexo 1		121
Anexo 2		122
2.1	Procesamiento de datos para MASW 1D del manual SeisImager.....	122
2.2	Procesamiento de datos para MAM 1D del manual SeisImager.....	136
2.3	Métodos sísmicos de ondas de superficie MASW Y MAM	142
2.4	Sísmica por refracción	145
2.5	Tomografía sísmica.....	152
Anexo 3		158
Anexo 4		160
4.1	Plinto	160
4.2	Estrato de Roca	161

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de la Presa	30
Tabla 2: Tipos de Falla	32
Tabla 3: Mediciones obtenidas con la estación total.....	35
Tabla 4: Resultados obtenidos del análisis de datos.	39
Tabla 5: Velocidades de onda obtenidas de MASW 1.	60
Tabla 6: Velocidades de onda obtenidas de MASW 2.	61
Tabla 7: Velocidades de onda obtenidas de MAM.	63
Tabla 8: Velocidades de onda adoptados.....	64
Tabla 9: Lista de materiales para crear.....	70
Tabla 10: Resultados de ensayo de densidad.	74
Tabla 11: Resistencia a compresión simple para distintos grados de Rockfill	75
Tabla 12: Resistencia a compresión simple para roca intacta.	76
Tabla 13: Parámetros mecánicos de materiales.....	81
Tabla 14: Resultados análisis vibración libre, para modo número 50.	108
ANEXO 3 Tabla 15.....	158



INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Presa del embalse Campo Alegre vista desde aguas abajo.	1
Ilustración 2: Elementos de la presa.	4
Ilustración 3: Deformación de las pantallas de la presa.	5
Ilustración 4: Deformación vista en pasamanos.	6
Ilustración 5: Deformación vista sobre coronación.	6
Ilustración 6: Infiltración de la presa en el margen izquierdo de la válvula que se encuentra aguas abajo	7
Ilustración 7: Orígenes del MEF.	10
Ilustración 8: Elemento (1) aislado de estructura tipo.	11
Ilustración 9: Elemento “e”	15
Ilustración 10: Plano de tensiones desviadoras. Fuente Hai-Sui Yu. Plasticity and Geotechnics.	23
Ilustración 11: Superficie de falla de teoría de Drucker-Prager. Fuente: Pere Prat. Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad	24
Ilustración 12: Superficie de falla de teoría de Mohr-Coulomb. Fuente: Pere Prat. Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad	24
Ilustración 13: Gráfico de relación de forma de la garganta según altura de la presa.	31
Ilustración 14: Bulón en eje de coronación de la presa.	34
Ilustración 15: Relevamiento por eje de presa.	34
Ilustración 16: Distancia vertical relativa entre estación y prisma.	36
Ilustración 17: Diferencia Δh	36
Ilustración 18: Distancia vertical relativa entre P1 y Pi.	37
Ilustración 19: Esquema orientativo para obtención de distancia relativa horizontal.	38
Ilustración 20: Gráfico que representa deformaciones verticales y horizontales.	40
Ilustración 21: Transformada de Fourier	45
Ilustración 22: Cable de interfaz digital.	48
Ilustración 23: Cable de interfaz de red.	48
Ilustración 24: Cable de energía.	48
Ilustración 25: Trigger.	49
Ilustración 26: Extensión de cable Trigger	49
Ilustración 27: Cable Sísmico.	49
Ilustración 28: Croquis de ubicación de geófonos.	50
Ilustración 29: Conexión de geófono con cable sísmico.	50
Ilustración 30: Ubicación de maza de impacto y de colocación de elementos de seguridad.	51
Ilustración 31: Proceso de golpe sobre tabla de impacto.	51
Ilustración 32: Análisis de datos.	52
Ilustración 33: Zona de trabajo.	52
Ilustración 34: Entrada de datos sobre ubicación de geófonos.	53
Ilustración 35: Resultados generados de un promedio de tres golpes.	54
Ilustración 36: Datos de MAM.	55
Ilustración 37: Curva de dispersión velocidad de fase – frecuencia.	56
Ilustración 38.	57
Ilustración 39.	58
Ilustración 40: Perfil de velocidades Vs en función de la profundidad.	59
Ilustración 41: Gráfico de velocidades de onda obtenidas en MASW 1.	60



Ilustración 42: Grafico de velocidades de onda obtenidas en MASW 2.	61
Ilustración 43: - Curva de dispersión velocidad de fase – frecuencia del MAM	62
Ilustración 44: - Perfil de velocidades Vs en funcion de la profundidad del ensayo MAM	62
Ilustración 45: Grafico de velocidades de onda obtenidas de MAM.	63
Ilustración 46: Grafico de velocidades de onda de MASW 1, MASW 2, MAM y valores adoptados.....	64
Ilustración 47: plano vista en planta de la presa.	65
Ilustración 48: Plano vista en corte de la presa.	66
Ilustración 49: Corte del plinto de la presa.....	67
Ilustración 50: Dibujo 2d del modelo en DIANA.	68
Ilustración 51: Lista de elementos creados en DIANA.	68
Ilustración 52: Parametros geotécnicos orientativos de materiales compactados (Fuente: SPANCOLD).	71
Ilustración 53: Plano de ubicación de zona de extracción de la roca rockfill para el armado de la presa.	72
Ilustración 54: Superposición de imagen satelital con imagen extraída del plano de ubicación de yacimientos.....	72
Ilustración 55: Cerro de donde se extrajo el rockfill.....	73
Ilustración 56: Muestras de roca para ensayo.....	73
Ilustración 57: Angulo de fricción interno para distintos materiales (Fuente: <i>Soil Mechanics in Engineering Practice</i>).	75
Ilustración 58: Tensiones Principales Estimadas	76
Ilustración 59: Obtención grafica del ángulo de fricción interna y ángulo de dilatancia.	77
Ilustración 60: Zona de deformación y falla por compresión de la roca acomodada.	79
Ilustración 61: Dibujo 2d de la presa, donde se observan las fajas de la escollera, en color rosa.	80
Ilustración 62: Lista de materiales según fases de análisis.	82
Ilustración 63: Modelo 2d con materiales ya asignados y apoyos.....	82
Ilustración 64: Visualización de apoyos en nodos del mallado.....	83
Ilustración 65: Combinaciones de carga en servicio.....	83
Ilustración 66: Zonas sismogénicas de Salta.....	84
Ilustración 67: Acelerograma con duración de 16 segundos.....	84
Ilustración 68: Interfase Fundación - Presa	85
Ilustración 69: Juntas	85
Ilustración 70: Interacción Fluido estructura.....	86
Ilustración 71: Mallado de la presa.	87
Ilustración 72: Detalle de mallado en zona de plinto y pantallas.	87
Ilustración 73: Análisis elástico.....	89
Ilustración 74: Salida del análisis elástico.....	89
Ilustración 75: Resultado de desplazamientos absolutos.....	90
Ilustración 76: Cuadro de mensajes del análisis elástico.....	90
Ilustración 77: Análisis no lineal por fases.....	91
Ilustración 78: Tolerancia para Convergencia y Divergencia, fase 1.	93
Ilustración 79: Configuración Primera Fase.....	93
Ilustración 80: Cuadro de mensajes de análisis no lineal, fase 1.	94
Ilustración 81: Configuración fase 2.	95
Ilustración 82: Cuadro de mensajes, fase 2.	95
Ilustración 83:Desplazamientos Absolutos con un factor de escala de 30.	96



Ilustración 84: Zona exterior de roca acomodada.	96
Ilustración 85: Desplazamientos de nudo de coronación.	97
Ilustración 86: Nudo de Coronación.	97
Ilustración 87: Envolvente de desplazamientos Δy	97
Ilustración 88: Envolvente de desplazamientos Δx	98
Ilustración 89: Distorsiones Plásticas.	98
Ilustración 90: Envolvente de Distorsiones Plásticas.	99
Ilustración 91: Tensiones de Corte máximas para D + H.	100
Ilustración 92: Envolvente de tensiones de Corte máximas τ_{max} para D + H.	100
Ilustración 93: Tensiones de σ_3 para D + H.	101
Ilustración 94: Envolvente de tensiones de σ_3 para D + H.	101
Ilustración 95: Análisis vibración libre.	102
Ilustración 96: Configuración análisis vibración libre.	102
Ilustración 97: Análisis para obtener coeficientes Rayleigh.	104
Ilustración 98: Configuración de análisis para obtener coeficientes Rayleigh.	104
Ilustración 99: Coeficientes Rayleigh.	104
Ilustración 100: Coeficientes Rayleigh en Escollera 1.	105
Ilustración 101: Análisis Time - History.	106
Ilustración 102: Configuración de numero de pasos de tiempo por segmento, y máximas iteraciones.	107
Ilustración 103: Normas para la convergencia y divergencia.	107
Ilustración 104: Ejemplo de como muestra el software el mensaje de convergencia de cada segmento.	108
Ilustración 105: Desplazamientos $D_{xy}(t)$	109
Ilustración 106: Desplazamiento de nodo de coronacion Δy_t y acelerograma $g(t)$	110
Ilustración 107: Desplazamiento de nodo de coronacion Δx_t y acelerograma $g(t)$	110
Ilustración 108: Envolvente desplazamientos Δy_t	111
Ilustración 109: Tensiones $\sigma_3(t)$	111
Ilustración 110: Tensiones cortantes máximas $\tau_{max}(t)$	112
Ilustración 111: Distorsiones plásticas $G_{pxy}(t)$	113
Ilustración 112: Velocidades $V_x(t)$	114
Ilustración 113: Envolvente de velocidades $V_x(t)$	114
Ilustración 114: Aceleraciones $A_x(t)$	115
Ilustración 115: Envolvente de Aceleraciones $A_x(t)$	115
Ilustración 116: Línea de seguridad.	117
Ilustración 117 Reparación de junta perimetral, apoyo de pantalla sobre el plinto.	118
ANEXO 1 Ilustración 118.	121
ANEXO 1 Ilustración 119 relevamiento de Mojón con GPS Geodésico.	121
ANEXO 2 Ilustración 120.	122
ANEXO 2 Ilustración 121.	122
ANEXO 2 Ilustración 122.	123
ANEXO 2 Ilustración 123.	123
ANEXO 2 Ilustración 124.	123
ANEXO 2 Ilustración 125.	124
ANEXO 2 Ilustración 126.	124
ANEXO 2 Ilustración 127.	125



ANEXO 2 Ilustración 128	125
ANEXO 2 Ilustración 129	126
ANEXO 2 Ilustración 130	126
ANEXO 2 Ilustración 131	127
ANEXO 2 Ilustración 132	128
ANEXO 2 Ilustración 133	128
ANEXO 2 Ilustración 134	128
ANEXO 2 Ilustración 135	129
ANEXO 2 Ilustración 136	129
ANEXO 2 Ilustración 137	129
ANEXO 2 Ilustración 138	130
ANEXO 2 Ilustración 139	130
ANEXO 2 Ilustración 140	130
ANEXO 2 Ilustración 141	131
ANEXO 2 Ilustración 142	131
ANEXO 2 Ilustración 143	131
ANEXO 2 Ilustración 144	132
ANEXO 2 Ilustración 145	132
ANEXO 2 Ilustración 146	132
ANEXO 2 Ilustración 147	133
ANEXO 2 Ilustración 148	133
ANEXO 2 Ilustración 149	134
ANEXO 2 Ilustración 150	134
ANEXO 2 Ilustración 151	134
ANEXO 2 Ilustración 152	135
ANEXO 2 Ilustración 153	135
ANEXO 2 Ilustración 154	136
ANEXO 2 Ilustración 155	136
ANEXO 2 Ilustración 156	137
ANEXO 2 Ilustración 157	137
ANEXO 2 Ilustración 158	137
ANEXO 2 Ilustración 159	138
ANEXO 2 Ilustración 160	138
ANEXO 2 Ilustración 161	139
ANEXO 2 Ilustración 162	139
ANEXO 2 Ilustración 163	140
ANEXO 2 Ilustración 164	140
ANEXO 2 Ilustración 165	141
ANEXO 2 Ilustración 166	141
ANEXO 2 Ilustración 167	142
ANEXO 2 Ilustración 168: Croquis de ubicación de MAM con arreglo circular.	143
ANEXO 2 Ilustración 169: Colocación de geófonos en forma circular.	143
ANEXO 2 Ilustración 170: Registro de datos.....	144
ANEXO 2 Ilustración 171: Registro de datos.....	144
ANEXO 2 Ilustración 172: Propagación de un rayo en un medio.	145
ANEXO 2 Ilustración 173: Propagación de un rayo en dos medios distintos.	146



ANEXO 2 Ilustración 174: 1 Onda directa, 2 onda reflejada y 3 onda refractada.	147
ANEXO 2 Ilustración 175: Dromocrona con onda reflejada, onda directa y onda refractada.	148
ANEXO 2 Ilustración 176 Dromocrona de suelo con 3 capas.	149
ANEXO 2 Ilustración 177: Recorrido de rayo refractado.	149
ANEXO 2 Ilustración 178: Dromocrona de interfaz horizontal comparada con interfaz inclinada.	150
ANEXO 2 Ilustración 179: Dromocrona para un tiro y contra tiro para estratos horizontales.	151
ANEXO 2 Ilustración 180: Dromocrona para un tiro y contra tiro para estrato inclinado.	151
ANEXO 2 Ilustración 181: Recorrido de un rayo desde la fuente hasta un geófono.	153
ANEXO 2 Ilustración 182: Marcado de primeras llegadas en programa Pickwin.	155
ANEXO 2 Ilustración 183: Dromocrona de ensayo MASW Nº2.	156
ANEXO 2 Ilustración 184: Tomografía de ensayo MASW Nº 2	157
ANEXO 2 Ilustración 185: Tomografía de ensayo MASW Nº1	157
ANEXO 3 Ilustración 186: Líneas de flujo.	158
ANEXO 3 Ilustración 187: Líneas equipotenciales.	159
ANEXO 3 Ilustración 188: Presiones de poro.	159
ANEXO 4 Ilustración 189: Tensiones principales σ_1 en plinto.	160
ANEXO 4 Ilustración 190: Tensiones principales σ_3 en plinto.	161
ANEXO 4 Ilustración 191: Tensiones principales σ_3 en estrato de roca.	161

1 Introducción

El presente capítulo presentará la información concerniente a la Presa del embalse Campo Alegre para que el lector conozca la obra a analizar, su problemática, la importancia de su resolución y bajo que métodos se realizará el análisis estructural. También se presenta un primer paneo general de los llamados métodos numéricos, de que tratan dichos métodos, para que se utilicen y como se los interpreta para ser aplicados por medio de un software especializado en la problemática a tratar.

1.1 Obra a analizar



Ilustración 1: Presa del embalse Campo Alegre vista desde aguas abajo.

La obra que se presenta en la imagen 1 se encuentra situada en la República Argentina, Provincia de Salta al Norte del Valle de Lerma a unos 5 Km de la localidad La Caldera con una elevación de 1421 m.s.n.m (Coordenadas -24.575402072919896, -65.36738878735247). Está emplazada en el margen del Río Angostura, atravesando la ruta N° 40 que puede observarse desde aguas arriba de la presa cuando el agua se encuentra en sus niveles más bajos.

La obra empezó a construirse en el año 1972, y finalizó en el año 1977, estuvo a cargo de la empresa Rodio Argentina S.A, cumpliendo el objetivo de llenar su capacidad en un plazo de 2 años posteriores a la finalización de la obra. Se logró embalsar así unos 24 Hm³ de agua obteniendo un espejo de 322 Ha.



La obra es una Presa de Escollera de unos 40 m aproximadamente de alto con 110 m de coronación. La misma tiene la finalidad de proveer agua para riego y actualmente se está ejecutando en ella una obra de planta potabilizadora para proveer agua. En dicho dique además se desarrollan actividades náuticas por parte del Club Náutico Regata Güemes como actividad piscícola.

Antes de mencionar la problemática a tratar de la obra, explicaremos los conceptos generales de ingeniería de presas para que el lector se familiarice con los términos que se manejarán en esta tesis y logre interpretar correctamente la problemática y el análisis que brindaremos.

1.2 Generalidades de Presas

Una presa es una obra hidráulica que se emplaza generalmente en el cauce de un río con el objetivo de elevar el nivel del agua para así satisfacer una o varias necesidades que requiere la comunidad. En base a las distintas necesidades se puede optar por embalsar el agua, derivar el cauce del río, o regular avenidas (crecidas no controladas del curso de agua del río), para luego:

- Potabilizar
- Generar energía
- Proveer agua para riego
- Controlar crecidas
- Controlar sedimentos

Con el emplazamiento de un embalse también surgen actividades piscícolas y recreativas.

Las presas se ubican en una zona específica denominada “cerrada”, la cual es la zona más estrecha del cauce y la más adecuada de acuerdo a un estudio topográfico y geológico. En un mapa de curvas de nivel se la identifica por la dirección convergente de dos líneas dorsales.

Un tipo particular de presas es la de “Materiales Suelos” en donde la característica más importante es que no se dispone de un material ligante a utilizar en el material de relleno estructural, simplemente la construcción de la misma se logra mediante una serie de capas de material granular, compactadas y de cierto espesor. Estas presas son llamadas de “gravedad”, ya que su estabilidad se logra mediante el peso propio y mediante la correcta elección de los taludes laterales.

Las presas de materiales sueltos, además, se pueden clasificar de acuerdo a su material, altura, suelo de fundación, y según su eje:

- Material
 - Tierra
 - Enrocado
- Altura
 - Pequeñas, altura menor a 25m.
 - Intermedias, alturas entre 25m a 75m.
 - Altas, de más de 75m.
- Altura según el ICOLD
 - Pequeñas presas, aquellas de alturas menores a 15m.



- Grandes presas, aquellas de alturas mayores a 15m y un volumen de embalse de más 3 hm³.
- Suelo de fundación
 - En roca
 - En relleno aluvial
- Eje
 - Recto
 - Curvo

Respecto a esta clasificación podemos mencionar que la presa escollera de Campo alegre es una presa que según su altura de 40 m es intermedia debido a que no supera los 75 m y grande según ICOLD porque supera los 15 m, su coronación es de eje recto, y además, la misma está fundada en suelo conformado por relleno aluvial.

1.3 Elementos que conforman un Dique

Un dique es el conjunto de obras hidráulicas que conformarán una zona en donde se desarrollará cierta actividad para la que fue concebido. Estos elementos, interactuarán entre sí para brindar las correctas condiciones de servicio y de seguridad general de toda la obra, y estos son:

- La presa: es aquella obra hidráulica dispuesta sobre el cauce del río.
- El vaso: es la zona del relieve que constituye una superficie que se inundará debido a la existencia de la presa.
- El embalse: es el volumen de agua que se crea en cuanto el nivel del cauce del río comienza a elevarse y queda estancada por la topografía del lugar.
- Aliviadero: es aquel órgano regulador cuya función es la de evacuar de forma controlada los volúmenes excedentes de agua del embalse y así evitar que el agua sobrepase la presa. Este órgano puede estar incluido en la presa o estar en otro lugar aparte de la presa.
- Desagües y tomas: el desagüe tiene la función de evacuar las aguas hacia el cauce del río aguas abajo, y la toma, es el órgano que se encarga de la captación de agua desde otro río cercano para dirigirlo hacia el embalse
- Cerrada: Es la zona del cauce en donde se emplaza la presa.

1.4 Elementos de una Presa de Materiales Suelos, tipo CFRD.

Este tipo de presa tiene distintos elementos destinados a cumplir ciertas funciones que brindarán la correcta funcionalidad de la obra y seguridad, estos son:

- **Pantallas impermeables:** son losas de hormigón armado dispuestas sobre el espaldón aguas arriba de modo de lograr la impermeabilidad necesaria. Estas se construyen mediante fajas verticales y su unión se da mediante juntas verticales.
- **Plinto:** o también conocido como diente de fundación, es aquel elemento de hormigón armado de la presa que sirve de fundación para las pantallas, con una adecuada junta horizontal se logra la impermeabilidad adecuada. Este se desarrolla a lo largo de la zona intermedia entre las pantallas y la cerrada.

- **Juntas verticales y horizontales:** estas tienen el objetivo de controlar las infiltraciones que se pueden producir en la zona de unión entre las pantallas y el plinto.
- **Escollera:** Forma parte del cuerpo de la presa, y es el elemento estructural que brinda de peso, volumen, y altura necesaria para lograr la estabilidad general de la presa, y cumplir su función de presa de embalse.
- **Roca acomodada:** es la zona que se desarrolla entre la escollera y las pantallas impermeables, sirve como material de transición en el espaldón aguas arriba y aguas abajo, tiene la función de proteger la escollera y evitar el desprendimiento de la misma.
- **Muro colado:** se dispone debajo del plinto en suelos de cimentación donde se disponga de relleno aluvial para controlar las infiltraciones que se produzcan por debajo de la presa.

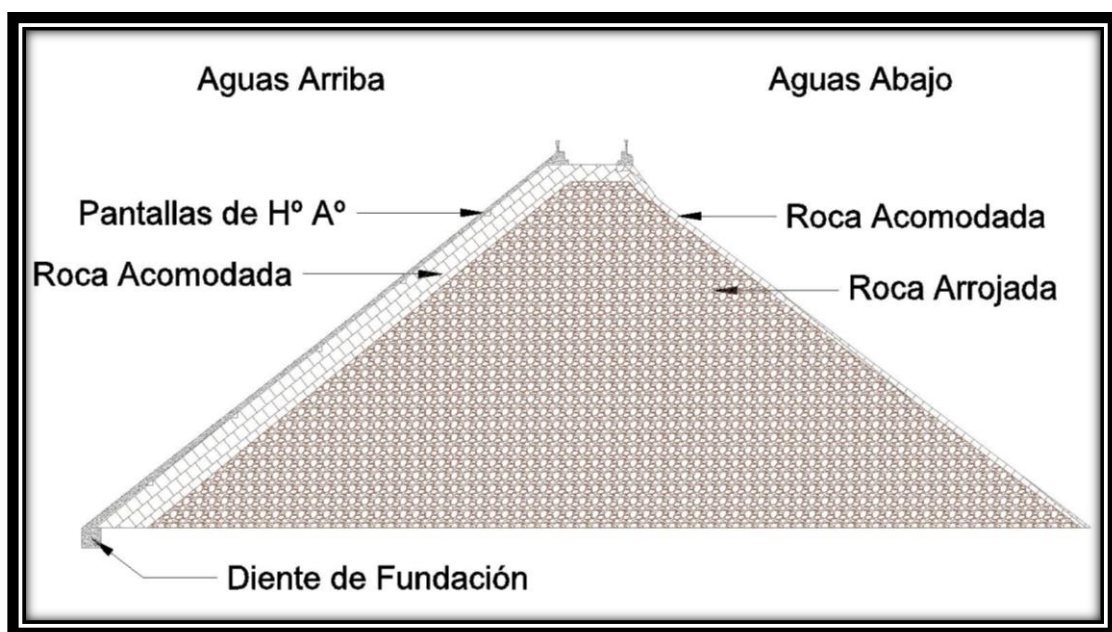


Ilustración 2: Elementos de la presa.

1.5 Presa del Dique Campo Alegre

La presa a analizar es denominada Concrete Face Rockfill Dam (CFRD), o simplemente de escollera o roca, debido a que más del 50% del material posee un diámetro mayor de 15cm, este material denominado Rockfill, es el que se encuentra en el cuerpo de la presa y provee de volumen y peso a la misma.

Al analizar el enrocado, se deben utilizar distintos modelos, ya que el material se comporta como conjunto, muy distinto a un material continuo, en tanto que el comportamiento lo determina la interacción entre partículas (rocas), además del comportamiento mecánico de cada partícula individual en sí, tanto para analizar las tensiones, deformaciones, posibles asentamientos, etc, que requerirán ciertos parámetros que deben ser obtenidos mediante ensayos, o mediante una búsqueda exhaustiva en la bibliografía correspondiente.

1.6 Problemática Actual

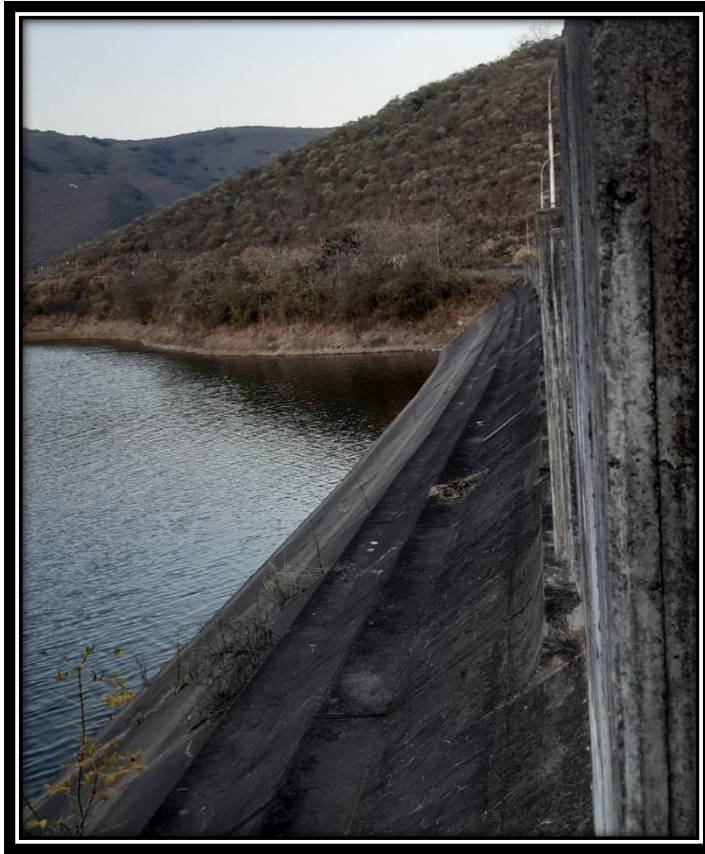


Ilustración 3: Deformación de las pantallas de la presa.

En la obra citada, en la actualidad existen distintos problemas que afectan las condiciones de servicio por distintas causas posibles, estos son asentamientos, desplazamientos horizontales, e infiltraciones, cuyas causas podrían ser: debido a una falla por resistencia de la escollera; o producto de elevadas infiltraciones en el suelo de fundación, que llevan a que este pierda su capacidad portante, produciéndose así asentamientos, y seguido de esto, se generen fisuraciones en las pantallas de hormigón armado y pérdida de impermeabilidad en las juntas. Eventualmente es necesario realizar un vaciado del embalse para reparar las pantallas y las juntas, esto genera una pérdida económica importante y un progresivo deterioro de la obra, porque no se toman las medidas

necesarias. Al día de hoy, no se sabe con certeza cual es la causa de los asentamientos, pero bien se tienen ciertas hipótesis.

Ahora bien, la problemática a resolver consiste en estimar la seguridad estructural de la presa, realizando un análisis por etapas, en las dos primeras, logrando una configuración deformada, similar a la deformación actual de la presa, esto se encuentra levantando un perfil longitudinal por la coronación, y en una etapa final, se realiza un análisis Time- History, utilizando un acelerograma de cierto periodo de retorno, obteniendo así un campo de tensiones y deformaciones, y evaluando la plastificación y los desplazamientos finales en la coronación. Entonces así, con esta información, se estimará cual es el nivel de seguridad estructural, para así tomar las medidas necesarias.

Es posible visualizar a simple vista la gran deformación y daños que presenta la coronación, así como también asentamientos de la misma.



Ilustración 5: Deformación vista sobre coronación.



Ilustración 4: Deformación vista en pasamanos.

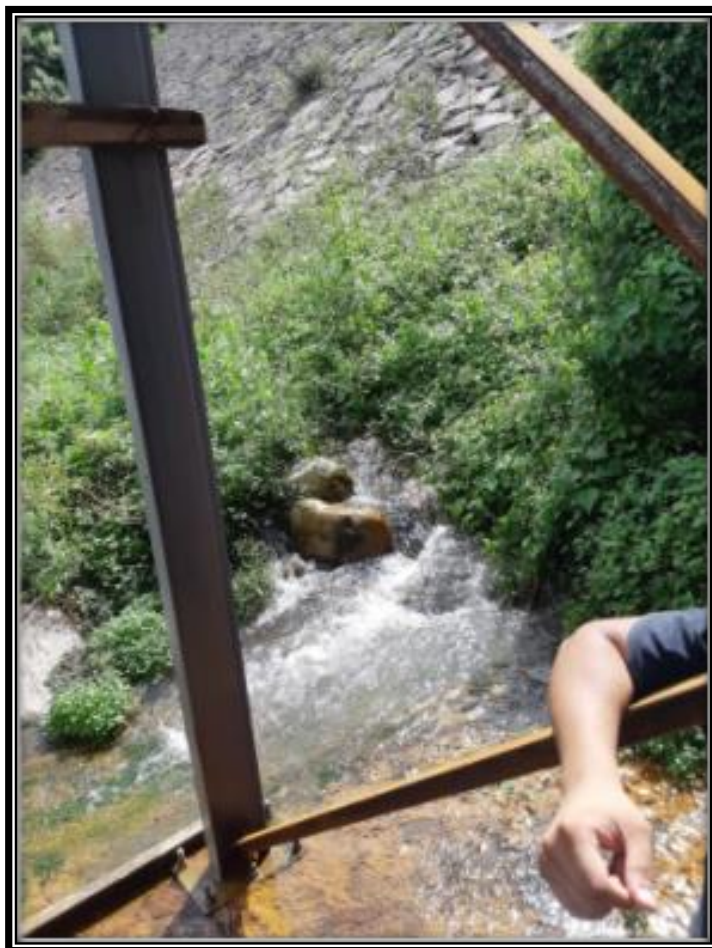


Ilustración 6: Infiltración de la presa en el margen izquierdo de la válvula que se encuentra aguas abajo

En la obra citada, en la actualidad existen distintos problemas que afectan las condiciones de servicio por distintas causas posibles, estos son asentamientos, desplazamientos horizontales, e infiltraciones, cuyas causas podrían ser: debido a una falla por resistencia de la escollera; o producto de elevadas infiltraciones en el suelo de fundación, que llevan a que este pierda su capacidad portante, produciéndose así asentamientos, y seguido de esto, se generen fisuraciones en las pantallas de hormigón armado y pérdida de impermeabilidad en las juntas. Eventualmente es necesario realizar un vaciado del embalse para reparar las pantallas y las juntas, esto genera una pérdida económica importante y un progresivo deterioro de la obra, porque no se toman las medidas necesarias. Al día de hoy, no se sabe con certeza cual es la causa de los asentamientos, pero bien se tienen ciertas hipótesis.

Es posible visualizar a simple vista la gran deformación y daños que presenta la coronación, así como también asentamientos de la misma.

1.7 Métodos de Análisis

En cuanto al análisis de la presa en general, se realizó un análisis mecánico en dos dimensiones, no lineal, y un time-history, en la que aplicando el conocido Método de los Elementos Finitos (MEF) por medio de Software especializado, se discretiza el elemento a analizar, se asigna distintas propiedades mecánicas al modelo, y se genera un modelo



elastoplástico para luego obtener un campo de tensiones y deformaciones y se analiza los resultados para luego obtener conclusiones.

En este análisis si bien se contemplan los distintos elementos estructurales que conforman la presa, se hizo más hincapié en el análisis del Rockfill, o roca arrojada que conforma el cuerpo de la presa, ya que es el comportamiento estructural de este elemento el que gobierna el comportamiento general en sí, y cuyos parámetros mecánicos son difíciles de conocer.

Cabe destacar que al iniciar el proyecto no se disponía de ningún dato, por lo que, para lograr realizar el análisis mencionado anteriormente, se planificó obtener parámetros mecánicos y geométricos mediante ensayos realizados en el lugar, ensayos de laboratorio, y de los planos originales de la Presa. Haremos uso del método MAM y MASW para lograr estimar el módulo de elasticidad y densidad de los distintos elementos estructurales de la presa, ensayo de densidad en laboratorio de la roca que conforma el cuerpo de la presa, ensayo de compresión simple para las rocas para obtener la resistencia a compresión del material.



2 Marco de referencia conceptual.

2.1 El Método de los Elementos Finitos

Los llamados Métodos Numéricos, existen hace muchos años y fueron creados para lograr analizar aquellos fenómenos complejos en donde el análisis matemático se torna engorroso de modo de lograr así una solución o resultados aproximados, tanto más o menos como se requiera, en función de cuánto tiempo se le dedique, diferenciándose en este punto, de los métodos del análisis matemático o calculo infinitesimal, en donde la solución a la que se arriba es la exacta de la formulación propuesta. Ahora bien, en las últimas 5 décadas, se logró desarrollar en todo el mundo un avance en la aplicación de estos métodos mediante el advenimiento de la computadora, logrando así no solo aumentar la precisión y la demanda de estos, sino también incentivar al desarrollo y estudio de nuevos métodos numéricos, llegándose así a la filosofía actual de que estos métodos alternativos nacen exclusivamente para ser utilizados en computadoras, siendo interpretados por las mismas mediante lenguajes de programación.

2.1.1 Sistemas Discretos en General.

Una forma natural de proceder de ingenieros, científicos, e incluso economistas, consiste en separar los sistemas en sus componentes individuales, o “elementos”, cuyo comportamiento pueda conocerse sin dificultades, y a continuación reconstruir el sistema original para estudiarlo a partir de dichos componentes. En muchos casos se obtiene un modelo adecuado utilizando un numero finito de componentes bien definidos. A tales problemas los denominaremos discretos. En otros, la subdivisión prosigue indefinidamente y el problema solo puede definirse haciendo uso de la ficción matemática del infinitésimo. Ello nos conduce a ecuaciones diferenciales o expresiones equivalentes con un numero infinito de elementos implicados. A tales sistemas los llamaremos continuos. (Zienkiewicz-1994)

Con el desarrollo de las computadoras, los problemas continuos pueden resolverse mediante formulaciones numéricas y obtener resultados aproximados a la solución exacta. Esta solo puede obtenerse mediante manipulaciones matemáticas.

A medida que pasaron los años, se fueron proponiendo diversos métodos de discretización para poder efectuar aproximaciones tan cercanas como se quiera a las soluciones continuas verdaderas, a medida que crezcan las variables discretas.

Por lo tanto, podemos resumir el procedimiento general en:

- Dividir el continuo en un numero finito de partes (elementos), cuyo comportamiento se especifica mediante un numero de parámetros.
- La solución del sistema completo como ensamblaje de los elementos sigue precisamente las mismas reglas que se aplican a los problemas discretos tipo. (Zienkiewicz-1994)

Existen diversos métodos para lograr esto, por lo cual es difícil establecer los orígenes del método y del principio de su invención.



Se observa en la ilustración 7 entonces que el método es de hecho una conjunción de procedimientos propuestos por ingenieros y matemáticos a lo largo de los años, logrando así englobar todos estos métodos en uno solo.

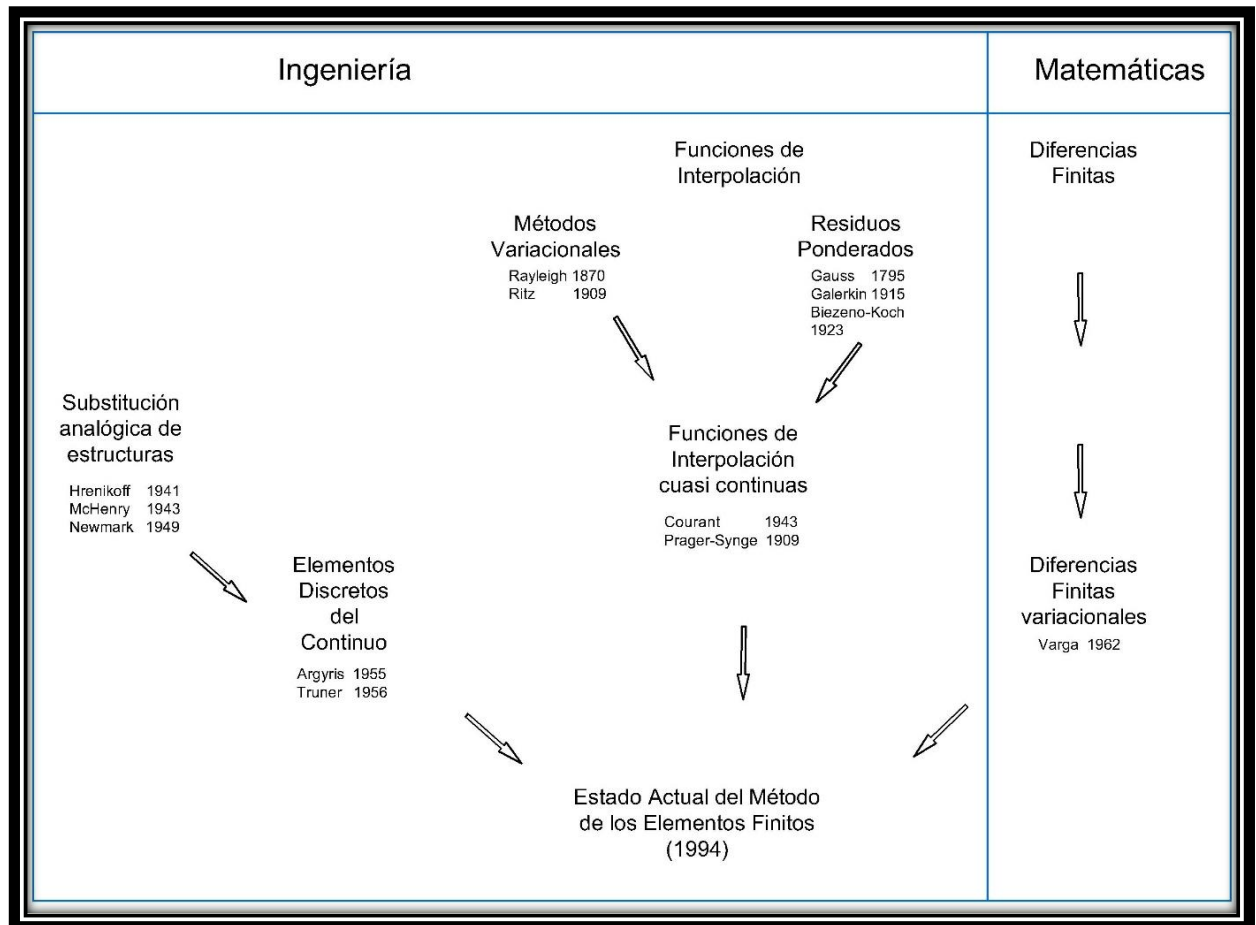


Ilustración 7: Orígenes del MEF.

2.1.2 Aplicación a un Problema Plano de Elasticidad Lineal (CASO DISCRETO)

Se dispone de una estructura tipo, sometida a un sistema de fuerzas. Está compuesta por 4 chapas unidas mediante nodos, en donde se tiene un sistema global de referencias, y un sistema local.

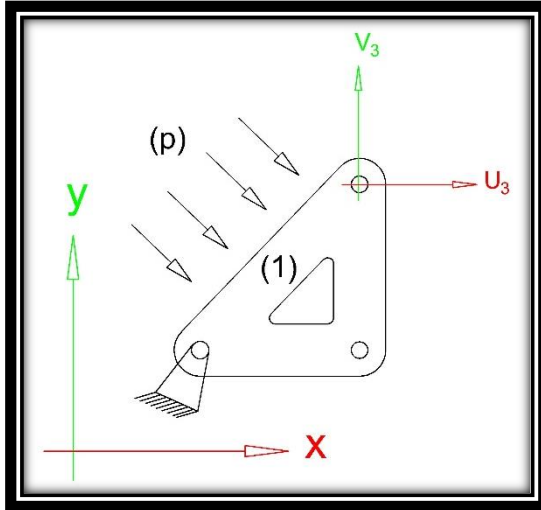


Ilustración 8: Elemento (1) aislado de estructura tipo.

Se conocen exactamente las propiedades de los elementos, en donde decimos que, por ejemplo, la chapa (1), de nodos 1, 2 y 3, las fuerzas que actúan en los mismos están unívocamente definidas por los desplazamientos de tales nudos, la carga distribuida p que actúa sobre el elemento, y su deformación inicial. Las fuerzas se referencian mediante U_i (horizontales), y V_i (verticales), y los desplazamientos internos provocados por el estado de cargas del elemento mediante u_i (horizontales), y v_i (verticales).

Expresamos entonces de forma matricial, las fuerza que actúan en dichos nodos:

$$\mathbf{q}^1 = \begin{Bmatrix} q_1^1 \\ q_2^1 \\ q_3^1 \end{Bmatrix} \quad \text{tal que} \quad \mathbf{q}_1^1 = \begin{Bmatrix} U_1 \\ V_1 \end{Bmatrix}$$

Y los desplazamientos serán:

$$\mathbf{a}^1 = \begin{Bmatrix} a_1^1 \\ a_2^1 \\ a_3^1 \end{Bmatrix} \quad \text{tal que} \quad \mathbf{q}_1^1 = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix}$$

Escribimos ahora la ecuación fundamental suponiendo que el elemento tiene un comportamiento elástico lineal de la forma:

$$\mathbf{q}^1 = \mathbf{K}^1 \mathbf{a}^1 + \mathbf{f}_p^1$$

Donde $\mathbf{f}_p^1$ representa las fuerzas nodales necesarias para equilibrar cualquier carga distribuida (p) que actúe sobre el elemento, y $\mathbf{K}^1 \mathbf{a}^1$ representa las fuerzas inducidas por los desplazamientos de los nudos, donde $\mathbf{K}^1$ es la matriz de rigidez del elemento.

De la misma manera, se pueden definir unívocamente las tensiones o reacciones internas en cualquier punto o puntos especificados del elemento, en función de los desplazamientos de los nudos. Definiendo esas tensiones mediante la matriz se obtiene una relación de forma:

$$\boldsymbol{\sigma}^1 = \mathbf{S}^1 \mathbf{a}^1 + \boldsymbol{\sigma}_p^1$$



Donde σ_p^1 son las tensiones originadas por las cargas distribuidas que actúan sobre el elemento, y S^1 es la matriz de tensiones del elemento.

Se puede así generalizar para n número de elementos:

$$\mathbf{q}^e = \begin{Bmatrix} q_1^e \\ q_2^e \\ q_3^e \\ \vdots \\ q_n^e \end{Bmatrix} \quad \mathbf{a}^e = \begin{Bmatrix} a_1^e \\ a_2^e \\ a_3^e \\ \vdots \\ a_n^e \end{Bmatrix}$$

Y la matriz de rigidez será:

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} k_{ii}^e & k_{ij}^e & \cdots & k_{in}^e \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{ni}^e & \cdots & \cdots & k_{nn}^e \end{bmatrix}$$

Donde k_{ii}^e , son submatrices cuadradas de dimensiones $L \times L$, donde L es el número de componentes de fuerza a considerar en los nudos.

2.1.3 Ensamblaje

Para obtener una solución completa se han de satisfacer en toda ella las dos condiciones de:

- compatibilidad de los desplazamientos
- equilibrio

Todos los sistemas de desplazamientos nodales a:

$$\mathbf{a} = \begin{Bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix}$$

representando ahora a la totalidad de la estructura y donde participan todos los elementos de la misma, satisfacen automáticamente la primera condición.

Como las condiciones generales de equilibrio ya son satisfechas dentro de cada elemento, solo nos queda por establecer las condiciones de equilibrio en los nudos de la estructura. Las ecuaciones que resulten contendrán los desplazamientos incógnitos y una vez calculados estos el problema quedara completamente resuelto.

Considerando la estructura sometida a un sistema de fuerzas externas $\mathbf{r}$, aplicadas en los nudos:

$$\mathbf{r} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ \vdots \\ r_n \end{Bmatrix}$$



Además de las cargas distribuidas aplicadas a cada elemento individual. Como antes, cada una de las fuerzas r_i deberá el mismo número de componentes que las reacciones consideradas en cada elemento. En el ejemplo propuesto tenemos que:

$$r_i = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \end{Bmatrix}$$

ya que se ha supuesto que las uniones son articulaciones, pero ahora, a efectos de generalizar, supongamos que el número de componentes es arbitrario.

Si establecemos el equilibrio de un nudo cualquiera i , cada componente de r_i tiene que ser igual, a su vez, a la suma de las componentes de las fuerzas que aportan los elementos que se reúnen en dicho nudo. Así pues, considerando todas las componentes:

$$r_i = \sum_{e=1}^n q_i^e = q_i^1 + q_i^2 + \dots$$

Donde q_i^1 es la fuerza que el elemento 1 aporta al nudo i , y q_i^2 la fuerza que el elemento 2 aporta al nudo i , etc. Claramente, solo los elementos que contengan al punto i , contribuirán con fuerzas no nulas, pero para mayor claridad se han incluido todos los elementos en el sumatorio.

Al sustituir las fuerzas aportadas al nudo i por sus expresiones dadas anteriormente resulta que las variables nodales a_i , son comunes por lo que tenemos:

$$r_i = \left(\sum_{e=1}^n k_{i1}^e \right) a_1 + \left(\sum_{e=1}^n k_{i2}^e \right) a_2 + \dots + \sum_{e=1}^n f_{pi}^e$$

Reuniendo las ecuaciones nos queda:

$$Ka = r - f$$

En esta regla tan sencilla para ensamblar los elementos es muy útil, pues tan pronto como se conozca un coeficiente para un elemento particular se puede almacenar inmediatamente en la “posición” adecuada del computador. Este proceso general de ensamblaje constituye la característica fundamental y común a todos los cálculos por elementos finitos.

2.1.4 Transformación de Coordenadas

Suele ser conveniente establecer las características de un elemento determinado en un sistema de coordenadas diferentes del que se miden las fuerzas exteriores y los desplazamientos de la estructura, o el sistema ensamblado. En realidad, para facilitar los cálculos, puede utilizarse un sistema de coordenadas diferente para cada elemento.



Transformar las componentes de las fuerzas y de los desplazamientos que aparecen en la ecuación a cualquier otro sistema de coordenadas es labor sencilla. Será preciso hacerlo antes de iniciar el ensamblaje de la estructura.

Se diferencia el sistema de coordenadas locales con un índice prima y sin notación al sistema de coordenadas global. Las componentes de los desplazamientos podrán transformarse mediante la matriz $\mathbf{L}$ de cosenos directores adecuada.

$$a' = \mathbf{L}a$$

Como las componentes correspondientes de las fuerzas deben realizar la misma cantidad de trabajo en ambos sistemas:

$$q^T a = q'^T a'$$

Entonces:

$$q^T a = q'^T \mathbf{L}a$$

Así:

$$q = q' \mathbf{L}^T$$

El conjunto de transformaciones dado por $\mathbf{L}$ y $\mathbf{L}^T$ recibe el nombre de contravariante.

Para transformar “rigideces” que pueden venir dadas en coordenadas locales a globales, escribimos:

$$q' = \mathbf{K}' a'$$

entonces:

$$q = \mathbf{L}^T \mathbf{K}' \mathbf{L}a$$

es decir, en coordenadas globales:

$$\mathbf{K} = \mathbf{L}^T \mathbf{K}' \mathbf{L}$$

2.1.5 Aplicación a un Problema Plano de Elasticidad Lineal (CASO CONTINUO)

El proceso de aproximar el comportamiento de un continuo mediante “elementos finitos” se puede introducir mediante aplicaciones físicas específicas, de la siguiente manera:

- El continuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en un número de “elementos finitos”.
- Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que llamaremos nodos, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos

nodos serán las incógnitas fundamentales del problema, tal como ocurre en el análisis simple de estructuras.

- Se toma un conjunto de funciones que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada “elemento finito” en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.
- Estas funciones de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función los desplazamientos nodales. Estas deformaciones, junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirán el estado de tensiones en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.
- Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, tal que equilibre las tensiones en el contorno y cualesquiera cargas repartidas, resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos de la forma

2.1.6 Formulación Directa de las Características de un Elemento Finito

Un elemento finito típico, e , se define por sus nodos i, j, m , etc., y por su contorno formado por líneas rectas. Aproximemos los desplazamientos $\mathbf{u}$ de cualquier punto del elemento mediante un vector columna, $\hat{\mathbf{u}}$:

$$\mathbf{u} \approx \hat{\mathbf{u}} = \sum N_i a_i^e = [N_i, N_j, \dots] \begin{Bmatrix} a_i \\ a_j \\ \vdots \end{Bmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{a}^e$$

Donde las componentes de $\mathbf{N}$ son en general funciones de posición dadas y $\mathbf{a}^e$ es un vector formado por los desplazamientos nodales del elemento considerado.

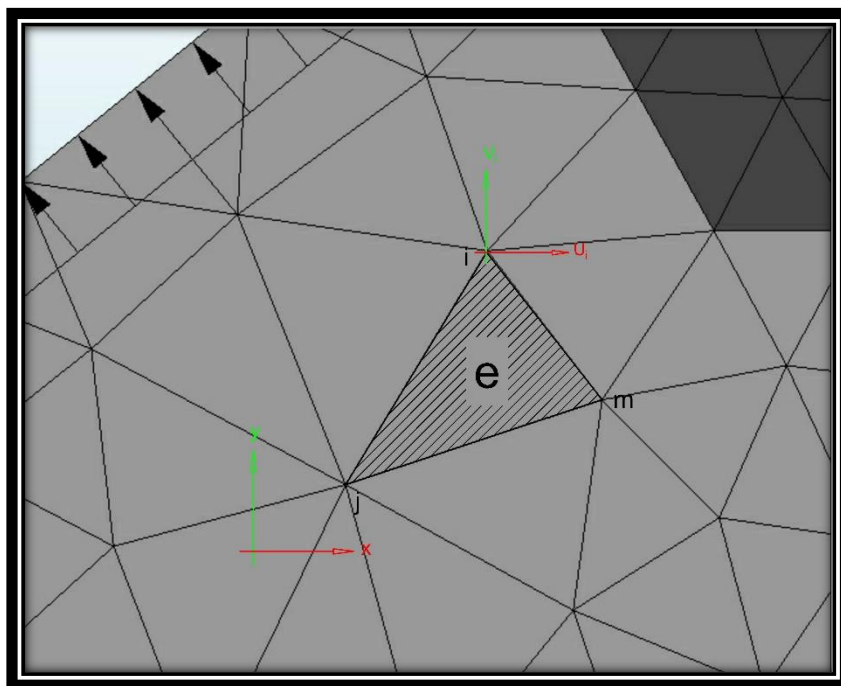


Ilustración 9: Elemento “e”



En el caso particular de elasticidad plana:

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix}$$

Representa los movimientos horizontal y vertical de un punto cualquiera del elemento, y:

$$\mathbf{a}_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}$$

los correspondientes desplazamientos de un nodo i .

Las funciones N_i , N_j , N_m , han de escogerse de manera que, al sustituirlas, las coordenadas de los nodos se obtengan los correspondientes desplazamientos nodales. Evidentemente, en general,

$$N_i(x_i, y_i) = 1$$

Mientras que

$$N_i(x_j, y_j) = N_i(x_m, y_m) = 0$$

Las funciones de posición N , son también conocidas como “funciones de forma”, y su intención, de forma general, es obtener el valor de desplazamientos en la zona del interior del elemento finito, y estas son representadas mediante polinomios, donde el grado de este representa el tipo de interpolación que se utilizara, donde lo mas común, es que esta interpolación sea lineal.

2.1.7 Relaciones Cinemáticas

Una vez conocidos los desplazamientos para todos los puntos del elemento, pueden determinarse las “deformaciones” en cualquier punto. Estas darán siempre por resultado una relación que podrá escribirse como sigue en forma matricial:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{S}\mathbf{u}$$

Donde $\mathbf{S}$ es un operador lineal apropiado. Además, podemos expresar una relación entre deformaciones y desplazamientos nodales mediante:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B}\mathbf{a}$$

donde:

$$\mathbf{B} = \mathbf{S}\mathbf{N}$$

Entonces para el caso de tensión plana, un estado membranar, las deformaciones de interés se expresan en función de los desplazamientos:



$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

Para el estado membranar.

Determinadas N_i , N_j y N_m , es fácil obtener la matriz **B**. Si adoptamos funciones lineales, entonces las deformaciones serán constantes a lo largo del elemento.

2.1.8 Ecuaciones de Elasticidad

Adoptando como hipótesis un comportamiento elástico lineal, tenemos:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}$$

Donde **D** es una matriz de elasticidad, la cual contiene las propiedades elásticas del material, módulo de elasticidad E , y coeficiente de Poisson.

Entonces para elasticidad plana tenemos:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

y la matriz **D** se obtiene mediante la ley generalizada de Hooke para estado membranar.

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_x}{E} \\ \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_{xy} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{pmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{pmatrix}$$

2.1.9 Ecuaciones de Equilibrio

Teníamos que las fuerzas nodales estaban expresadas por:

$$\mathbf{q}^e = \begin{Bmatrix} q_i^e \\ q_j^e \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad \text{tal que} \quad \mathbf{q}_i^e = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_j \end{Bmatrix}$$



en donde para el elemento analizado tenemos, fuerzas másicas, las cuales son aquellas que actúan por unidad de volumen:

$$\mathbf{b} = \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix}$$

“Para establecer la equivalencia estática entre las fuerzas nodales y las tensiones actuantes en el contorno y las fuerzas distribuidas, el procedimiento más sencillo es imponer un desplazamiento arbitrario (virtual) a los nodos e igualar el trabajo exterior realizado por las fuerzas nodales al efectuado anteriormente por las tensiones y fuerzas distribuidas durante dicho desplazamiento.” (Zienkiewicz, 1994)

Sea $\delta \mathbf{a}^e$ un desplazamiento virtual de los nodos, este origina desplazamientos y deformaciones dentro del elemento:

$$\delta u = \mathbf{N} \delta \mathbf{a}^e \quad \delta \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \delta \mathbf{a}^e$$

El trabajo efectuado por las fuerzas nodales es igual a la suma de los productos de las componentes de cada una de las fuerzas por sus correspondientes desplazamientos:

$$\delta \mathbf{a}^{eT} \mathbf{q}^e$$

Análogamente, el trabajo interno por unidad de volumen efectuado por las tensiones y fuerzas distribuidas es:

$$\delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} - \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b}$$

Reemplazando:

$$\delta \mathbf{a}^{eT} (\mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{N}^T \mathbf{b})$$

Igualando el trabajo externo con el trabajo interno total obtenido al integrar sobre el volumen del elemento V^e , se obtiene:

$$\delta \mathbf{a}^{eT} \mathbf{q}^e = \delta \mathbf{a}^{eT} \left(\int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d(vol) \right)$$

Como esta relación es válida para cualquier desplazamiento virtual, podemos igualar los multiplicandos. Así pues:

$$\mathbf{q}^e = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d(vol)$$

Esta expresión es válida con carácter general cualesquiera que sean las relaciones entre tensiones y deformaciones. En el caso de la ley lineal expresada anteriormente:

$$\mathbf{q}^e = \mathbf{K}^e \mathbf{a}^e + \mathbf{f}^e$$

Donde si $\mathbf{f}^e = \mathbf{b} = 0$:



$$\int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T b d(vol) = \mathbf{K}^e \mathbf{a}^e + \mathbf{f}^e$$

$$\int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) = \mathbf{K}^e \mathbf{a}^e$$

Recordando que $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\mathbf{B}\mathbf{a}$

$$\int_{V^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D}\mathbf{B}\mathbf{a}^e d(vol) = \mathbf{K}^e \mathbf{a}^e$$

$$\mathbf{K}^e = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d(vol)$$

Ahora considerando que $\mathbf{f}^e \neq \mathbf{b} \neq 0$

$$\mathbf{q}^e = \mathbf{K}^e \mathbf{a}^e + \mathbf{f}^e$$

$$\int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T b d(vol) = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}\mathbf{a}^e d(vol) + \mathbf{f}^e$$

$$\int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T b d(vol) = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d(vol) + \mathbf{f}^e$$

$$\mathbf{f}^e = - \int_{V^e} \mathbf{N}^T b d(vol)$$

Entonces ahora, considerando las cargas externas $\mathbf{r}$, aplicadas en los nudos, tenemos:

$$\mathbf{r} = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}\mathbf{a}^e d(vol) - \int_{V^e} \mathbf{N}^T b d(vol)$$

2.2 Plasticidad

La mecánica del sólido continuo se centra en el comportamiento mecánico del sólido a una escala macroscópica, aquella escala que puede percibir el ojo humano. Esto ignora la naturaleza discreta y trata al material como uniformemente distribuido en un espacio de tres dimensiones.

Existe una rama de la mecánica que analiza los sólidos como medios discretos, esta se centra en que la materia está constituida por distintos elementos denominados elementos discretos. En ingeniería geotécnica se logró desarrollar el Método de Elementos Discretos (MED) para lograr modelar materiales granulares. Este método en un principio tuvo el objetivo de ser una herramienta de investigación de la micromecánica de los materiales granulares para lograr identificar un modelo continuo físicamente apropiado que pueda ser utilizado en el análisis de elementos finitos de problemas con valores de contorno.



Ahora bien, en cuanto a los materiales que componen los elementos estructurales de la presa, se dispone de materiales granulares en el caso del suelo de fundación, la escollera, y la roca acomodada, y materiales continuos, como ser las pantallas, el muro colado, y la roca de fundación. En lo que constituye al análisis, se aplica 2 criterios de falla, los cuales consideran al elemento, como un medio continuo, adecuándose estos, perfectamente a materiales que, en la realidad, son discretos.

Estos criterios de falla son, el modelo de Mohr-Coulomb, y el modelo de Drucker-Prager, estos son modelos elastoplásticos, en donde se puede admitir un endurecimiento o ablandamiento del material, pero por lo pronto, solo se dirá que los materiales granulares a modelar tienen un comportamiento elastoplástico perfecto. Para lograr explicar estos criterios de falla, primero brindaremos algunos elementos básicos de elasticidad.

2.2.1 Elasticidad

Partiendo de un estado tridimensional de tensiones, definido por el tensor de tensiones σ_{ij} :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \sigma_{ij}$$

Multiplicando la matriz de tensiones por la matriz de cosenos directores, y extrayendo el determinante del sistema de ecuaciones e igualando a cero, obtenemos:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0$$

Donde:

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$$

$$I_2 = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} + \sigma_{zz}\sigma_{xx} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{yz}^2 - \sigma_{xz}^2$$

$$I_3 = \sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz} - \sigma_{xx}\sigma_{yz}^2 - \sigma_{yy}\sigma_{xz}^2 - \sigma_{zz}\sigma_{xy}^2 + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{xz}$$

I_1 , I_2 e I_3 , son constantes conocidas como “INVARIANTES DE TENSION”, puesto que sus valores no cambian al considerar distintos ejes ortogonales, que giran a nuevas posiciones de las infinitas posibles que existen alrededor del punto de análisis considerado.

El tensor de tensiones, para las tensiones principales toma la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} = \sigma_{ij}$$

En este caso, las invariantes de tensiones están ligadas a las tensiones principales de la siguiente manera:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$$



$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$$

Se expresa así la tensión media σ_m como el promedio de las tres tensiones ortogonales entre sí:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} = \frac{I_1}{3}$$

Luego, existen tensiones encargadas de producir un cambio de forma en el elemento, es decir, la distorsión, estas son las llamadas “INVARIANTES DESVIADORAS”, y se expresan como sigue:

$$J_1 = 0$$

$$J_2 = \frac{I_1^2 + 2I_3}{3}$$

$$J_3 = \frac{2I_1^3 + 9I_1I_2 + 27I_3}{27}$$

Cabe destacar que, en la teoría de plasticidad de suelos, las invariantes de tensiones más utilizadas son I_1 , J_2 y J_3 . Físicamente I_1 indica el efecto de la tensión media, J_2 representa la magnitud de la tensión de corte y J_3 determina la dirección de la tensión de corte.

Las tres tensiones principales pueden ser determinadas en función de las invariantes de tensiones:

$$\sigma_1 = \frac{I_1}{3} + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta_l + 120^\circ)$$

$$\sigma_2 = \frac{I_1}{3} + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta_l)$$

$$\sigma_3 = \frac{I_1}{3} + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta_l - 120^\circ)$$

Donde θ_l es conocido como el ángulo de Lode, cuyo rango de valores es de -30° a 30° , y este carece de interpretación física, es solo una constante matemática:

$$\theta_l = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{3}} \frac{2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \right]; \text{ en terminos de las tensiones principales}$$

$$\theta_l = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right]; \text{ en terminos de las tensiones desviadoras}$$

En mecánica de suelos la tensión media σ_m , es usualmente utilizada con la “TENSIÓN DE CORTE GENERALIZADA” τ como sigue:

$$\tau = \sqrt{3 J_2}$$

En donde podemos reducir a:



$$\tau = \sigma_1 - \sigma_2$$

Se pueden expresar entonces las tensiones principales en términos de σ_m y τ :

$$\sigma_1 = \sigma_m + \frac{2}{3}\tau \sin(\theta_l + 120^\circ)$$

$$\sigma_2 = \sigma_m + \frac{2}{3}\tau \sin(\theta_l)$$

$$\sigma_3 = \sigma_m + \frac{2}{3}\tau \sin(\theta_l - 120^\circ)$$

2.2.2 Teorías de Rotura

Una condición que define el límite del comportamiento elástico y el comienzo de un comportamiento plástico bajo cualquier posible combinación de tensiones es conocido como criterio de fluencia. En la región elástica toda la deformación será recuperada una vez que la carga aplicada se remueva. Ahora bien, una vez que se alcanza la condición de fluencia parte de la deformación será permanente, por lo que no será recuperado el estado inicial, esta deformación permanente se conoce como deformación plástica y la deformación remanente es conocida como deformación elástica.

Podemos definir tres situaciones distintas de carga con sus respectivos criterios de fluencia:

- Para el caso de un estado de carga uniaxial el criterio de fluencia está definido por un valor de tensión mediante el cual va a ocurrir la deformación plástica, es decir este criterio estaría representado gráficamente mediante un punto.
- para el caso de un estado de carga biaxial la fluencia ocurrirá en una combinación de las tensiones aplicadas en ambas direcciones, y puede ser representado gráficamente mediante una aproximación a una curva.
- Para el caso de un estado de carga triaxial la fluencia ocurrirá cuando la combinación de las tres tensiones que solicitan al elemento estén contenidas en una superficie.

Matemáticamente estos criterios de fluencia pueden ser expresados en función del tensor de tensiones o de las invariantes de tensiones:

$$f(\sigma_{ij}) = f(I_1, I_2, I_3)$$

2.2.3 Modelo de Plasticidad para Materiales Friccionantes

Para materiales friccionantes y cohesivos como el suelo y la roca, ni los modelos de Tresca y de Von Mises son adecuados. Esto es porque la característica clave de la fluencia en materiales friccionantes es que depende de la tensión media. En otras palabras, un correcto criterio de fluencia para cualquier material friccionante sería función de la primera invariante de tensiones o de la tensión media.

2.2.3.1 Modelo de Mohr Coulomb

El criterio de fluencia propuesto en términos de la tensión de corte τ y de la tensión normal σ_n actúan en un plano. Sugiere que la fluencia comienza a medida que la tensión de corte y la tensión normal satisfacen la siguiente ecuación:

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción interna.

Expresando el criterio de fluencia en términos de las tensiones principales, tenemos:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi = 0$$

Donde $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

Para lograr admitir en el modelo un endurecimiento del material, se utiliza la llamada ecuación de tensión-dilatancia en donde se define la relación entre el ángulo de fricción y la dilatación.

$$\Psi = 1.25(\phi - \phi_{cv})$$

Donde ϕ_{cv} es un ángulo de fricción en el estado crítico.

2.2.3.2 Criterio de Drucker Prager

Este modelo de Drucker y Prager, salva la situación observada en ensayos, en donde la tensión media si influye en los resultados, por lo que propusieron la siguiente función para materiales friccionantes:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0$$

Donde α y k son constantes del material.

En el plano de tensiones desviadoras, este criterio representa un círculo, como se observa en la imagen, y la superficie de fluencia resulta ser un cono.

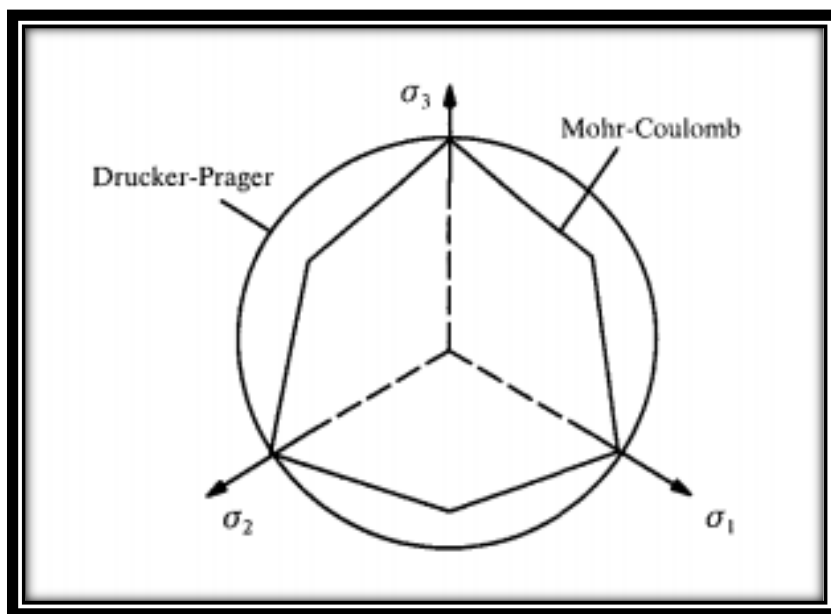


Ilustración 10: Plano de tensiones desviadoras. Fuente Hai-Sui Yu. *Plasticity and Geotechnics*.

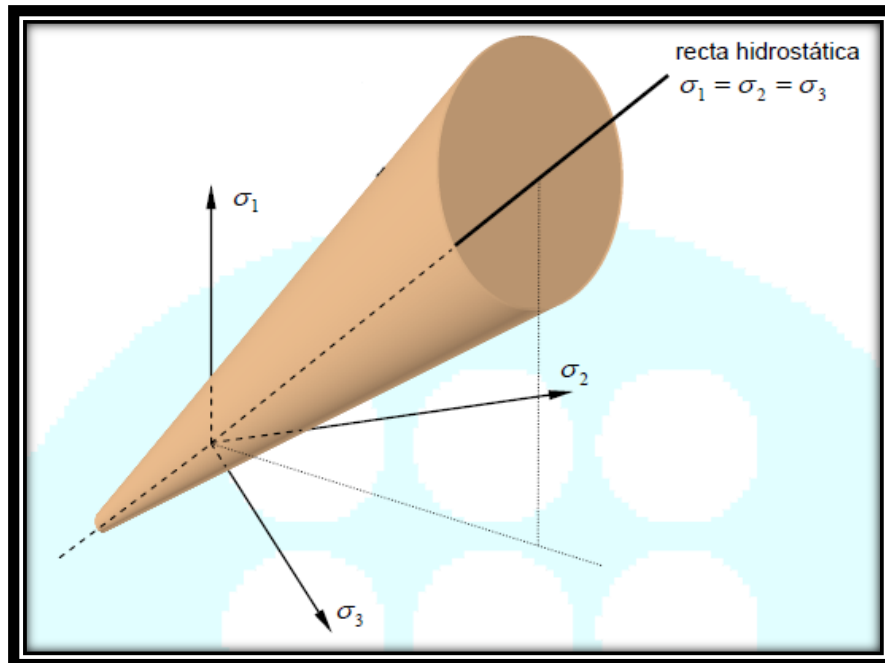


Ilustración 11: Superficie de falla de teoría de Drucker-Prager. Fuente: Pere Prat. Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad

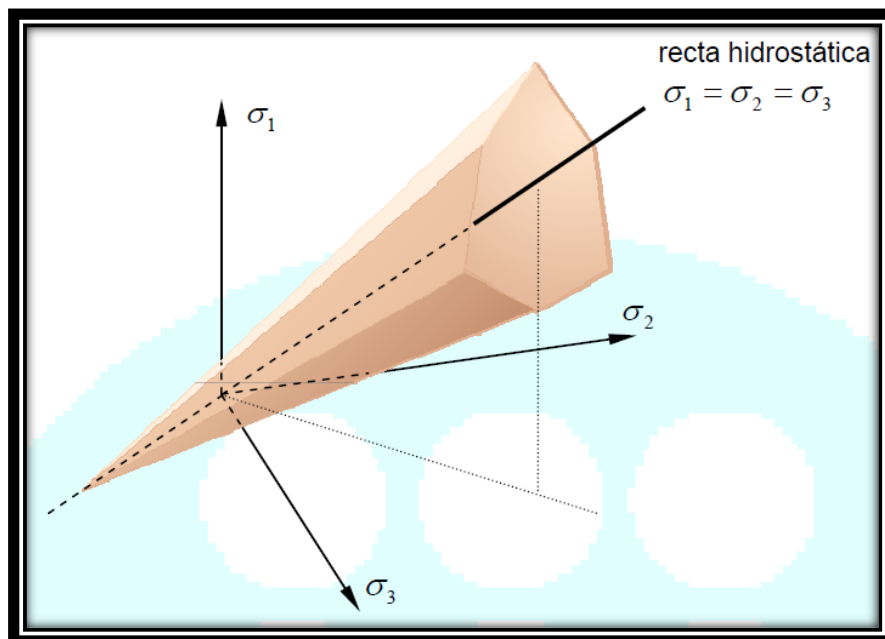


Ilustración 12: Superficie de falla de teoría de Mohr-Coulomb. Fuente: Pere Prat. Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad



Las constantes α y k , pueden ser obtenidas a partir de la teoría de Mohr Coulomb, mediante:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

$$k = \frac{6 c \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

Estos modelos elastoplásticos serán aplicados para analizar el Rockfill, la Roca Acomodada, y la fundación.

2.3 Presas de Materiales Suelos

Una presa de materiales sueltos como tal, está constituida por un conjunto de partículas extraídas de la corteza terrestre que, al darle cierta altura, se desempeñan como un gran muro, y una de sus características principales, es que estas partículas no se encuentran aglomeradas con un material cementante, como ser en el caso del hormigón convencional o el hormigón asfáltico. El tamaño de estas partículas, admite un valor para el cual este conjunto, será denominado como **terraplén**, o **enrocado**, también conocido como “escollera” es así entonces, que, si las partículas poseen diámetros mayores a 3”, o 75 mm, este conjunto es considerado como “enrocado”, y en cuanto el conjunto posea diámetros menores a 100mm, este se denomina como “terraplén” (Espinosa 2010). Es en este punto, en donde se realiza una gran subdivisión en las presas de materiales sueltos:

- **Presas de tierra**: aquellas conformadas por material granular, denominado suelo, clasificados como gravas, arenas, limos y arcillas, colocados mediante capas compactadas, a lo largo de la sección transversal de la estructura, cumpliendo esta la función de retención del agua, mediante su baja permeabilidad, y logrando su estabilidad mediante el peso propio, y resistencia al esfuerzo cortante. Tienen la característica de poseer cohesión.
- **Presas de escollera**: están conformadas por roca arrojada, en donde el material supera los 75mm y es compactado por capas, estas tienen la característica de ser muy permeables, y no cohesivos, por lo que por sí mismo este conjunto de partículas, no logra la impermeabilidad necesaria, ya que su contenido de vacíos es muy elevado, en relación a las presas de terraplén, sin embargo, si logran mantener su propia estabilidad, y esta es brindada principalmente por su peso propio y ángulo de fricción interno.

Sin embargo, cabe señalar que, según los planos de la presa del dique Campo Alegre, esta fue diseñada en los años sesenta, por lo que se supone, y como bien se deduce de los propios planos, la escollera es de tipo “arrojada”, y no “compactada”, y a su vez, la bibliografía menciona que, antes de la década del setenta, las presas de escollera, se construían de esta manera, sin compactación (Vallarino, 1998).

2.3.1 Presas de Escollera, con Pantalla de Hormigón Armado

Este tipo de presas, es una particularidad de las presas de Escollera, ya que, para lograr la impermeabilidad, se dispone de losas de hormigón, en el paramento aguas arriba que serán las



encargadas de recibir y transmitir de forma directa, el empuje hidrostático, y mediante un sistema adecuado de juntas verticales y horizontales, se lograra la impermeabilidad necesaria.

Las características principales de este tipo de presas, en su diseño, son:

- El cuerpo del enrocado, el cual es vertido en tongadas de gran espesor, directamente sobre la roca, lográndose un talud recomendado en el paramento de aguas arriba de 37°, y en el paramento de aguas abajo de 35°.
- Pantalla de hormigón relativamente gruesa, predimensionado por la formula:
$$e = 0.3 + 0.0067H \quad \text{con } H \text{ y } e, \text{ dado en metros.}$$
- Las losas disponen de una cuantía de armadura en dos direcciones, como mínimo de 0.5%, por metro lineal, y por el espesor obtenido del predimensionado.
- Se disponen de juntas horizontales, verticales, y una junta perimetral articulada para permitir traslación, y rotación de las losas, materializadas mediante bandas de estanqueidad y materiales de relleno.
- En caso de disponer de relleno aluvial, se realiza una trinchera, mediante una cuchara tipo almeja, para la construcción de un muro colado, el cual brinda estanqueidad al relleno.
- Dispone de un parapeto de al menos 1.2m de altura, sobre el coronamiento.

La construcción de presas de hasta 75m de altura, siguiendo estos lineamientos, han demostrado comportamientos satisfactorios (Espinoza 2010). Y en particular, la presa de escollera del dique Campo Alegre, cumple con estos requisitos.

En cuanto a los movimientos excesivos en las losas de hormigón, se logró encontrar en la práctica que sus causas pueden atribuirse a una mala compactación de la escollera, o una falla en el sistema de juntas ya que en cuanto se da la acción de la carga hidrostática, esta produce que la escollera tienda a deformarse hacia el interior de la cerrada, y como las pantallas acompañan esta deformación debido a que las juntas están materializadas mediante materiales compresibles, estas experimentan una apertura exagerada la cual es capaz de generar perdidas de impermeabilidad, y por tanto, generan infiltraciones.

Existen dos situaciones que se suelen observarse en cuanto a la fundación de una presa tipo CFRD ya que ésta puede fundarse directamente sobre roca o sobre el relleno aluvial que se encuentra en la cerrada, producto de la propia erosión de la misma cerrada a lo largo de miles de años. Estos dos tipos generan una diferencia a la hora de fundar las pantallas, y el elemento que hace de apoyo de las pantallas, es denominado “Plinto”.

2.3.2 Elementos que Conforman a la Presa CFRD

- **Material de Apoyo de la Pantalla:** ya desde tiempo memorables, Terzaghi observo que una escollera arrojada siempre será más compresible que un material de relleno bien compactado, por lo que el apoyo de las pantallas, no es la escollera, sino que se genera una zona de transición, de material granular bien seleccionado y graduado, con un mayor contenido de fino, y menor contenido de gruesos, la cual es compactada horizontalmente y a lo largo del talud, para asegurar un buen soporte de las pantallas.



- **Pantalla impermeable:** La estanqueidad de la presa esta confiada al conjunto de plinto, pantalla de hormigón, y la cortina de inyecciones realizadas aguas arriba. Estructuralmente es una lámina delgada, cuyo objetivo, es el de reducir las infiltraciones, a un valor mínimo controlable mediante un sistema de drenes, de modo que no se afecte la seguridad estructural de la obra

Estas pantallas, se materializan mediante fajas verticales, de hormigón armado, las cuales disponen solo de juntas verticales en el aspecto estructural, pero constructivamente, tendremos juntas horizontales, reducidas estas a una cantidad mínima posible. Estas juntas tienen el objetivo de controlar la fisuración, e infiltraciones.

Bajo la carga hidrostática, estas pantallas se contraen para acompañar la deformación de la escollera, mediante un esfuerzo cortante. Durante el llenado, la mayor parte de las pantallas se comprimen mientras que en la zona cercana a los estribos, estas se traccionan, pero se disipan con el tiempo.

- **Plinto:** Es aquel que elemento, que sirve como apoyo para las pantallas, y descarga hacia la roca, por lo que su forma geométrica, es algo compleja. Este, en el caso de que la presa de funde directamente sobre la roca, este plinto o zócalo de pie, será una loza de fondo, horizontal, sobre las cuales se realizaran las perforaciones, para ejecutar inyecciones de lechada cementicia, en el estrato rocoso. En caso de disponer de relleno aluvial, la transmisión de esfuerzos, se realiza mediante un muro colado, que transmite hacia el estrato rocoso que se encuentre por debajo del estrato de relleno, es este entonces, en ambos casos, no logra no solo transmitir las cargas hacia la roca, sino, además, lograr la estanqueidad necesaria. Por otro lado, esta es posible que se fracture, generando así infiltraciones, es por esto, que siempre es una buena práctica, realizar una cortina de inyecciones, a lo largo de toda la zona de contacto entre el hormigón, y la roca.
- **Armadura de las pantallas:** La mayor parte de las pantallas, se encuentran sometidas a compresión, por lo que si bien existe una cuantía mínima tradicional del 0.5%, el estado del arte en este aspecto, permite reducirla a valores de 0.4 a 0.35%.
- **Armadura del plinto:** Se encuentra suficiente una armadura de 0.3% en cada dirección.
- **Fundación:** Es aquella zona de la cerrada hacia donde la presa transmitirá los esfuerzos producto de las distintas sollicitaciones posibles. El correcto estudio de este elemento es de vital importancia, se deberán realizar estudios geotécnicos y geológicos para conocer los distintos estratos que se tengan, su composición, y su resistencia. Además, se deberá realizar un estudio de las redes de flujo, evaluar la existencia del contenido de finos, para conocer el comportamiento de la fundación a lo largo del tiempo, en todo caso, siempre es una buena práctica, realizar ciertos mejoramientos del suelo, como ser un proceso de consolidación, en donde se mejora el comportamiento mecánico, se corrigen alteraciones superficiales durante la excavación, también se pueden realizar cortinas de inyecciones de lechada cementicia, para mejorar la impermeabilización del estrato. Es sabido de que por más que se disponga de un estrato rocoso, es muy posible que exista una zona de falla la cual debe ser estudiada ya que afecta la impermeabilidad y la estabilidad de todo el macizo.

Además, en otras recomendaciones que da la bibliografía, menciona que para el plinto, generalmente se busca disponerlo sobre roca sana, dura, no erosionable, y que pueda ser inyectada.



- **Juntas:** Este elemento es aquel encargado de impedir el paso del agua, se adapta al cuerpo de la presa, y dispone de la suficiente flexibilidad para adaptarse a las deformaciones sin producirse grandes fisuraciones o agrietamientos. Como bien mencionamos anteriormente, disponemos de juntas verticales (estructurales), horizontales (constructivas) y perimetral, esta última es la unión entre las pantallas y el plinto, se abre durante el llenado del embalse, debido al asentamiento del relleno de fundación, y además se desplaza en dos direcciones perpendiculares, una normal a las pantallas, debido al asentamiento de la escollera, y otra paralela a la junta, debido al movimiento por esfuerzo de corte de la pantalla. Están compuestas por materiales de origen natural, e industrial.

La junta perimetral, consta en una zona superior, de un tapajuntas de PVC, la cual cubre el sellador, y en las caras libres de las pantallas y el plinto, se coloca una imprimación asfáltica, y entre ellas, una madera de roble, por último, en la zona inferior se dispone de una junta de cobre.

En el modelado por software, este elemento simplemente se supondrá con un espesor de 3cm, el cual solo resiste esfuerzos de compresión, con cierta permeabilidad para considerar una situación desfavorable en la que existan infiltraciones por la misma.

- **Escollera:** El objetivo de la escollera es la de brindar estabilidad a la estructura y soportar las cargas que le transmiten las pantallas de hormigón, en donde por efecto de las cargas hidrostáticas y peso propio esta se deforma. Estas deformaciones varían de acuerdo a la altura de la escollera y de su módulo de compresibilidad (E_v). Estos movimientos son causados por un reajuste de las partículas, en donde si la pantalla no acompaña estas deformaciones, ésta se fisura, por lo cual se exige la existencia de drenes para captar las infiltraciones, ya que para lograr una resistencia a la compresión y un elevado módulo de corte (G), en el espaldón aguas abajo, es necesario que este se encuentre seco.

Cuando la escollera se constituye de roca dura, de una elevada resistencia a la compresión, bien graduada y proporcionando una estructura permeable, si las partículas tienen la forma adecuada (elevado ángulo de fricción), esto implica una escollera estable, aunque exista presencia de infiltraciones.

En cuanto a las deformaciones permanentes a largo plazo, estas se producen bajo el efecto de tensiones principales constantes. Se relacionan con el reajuste de las partículas tras roturas de contacto entre ellas, se puede interpretar esto, como la plastificación (deformación permanente) que se produce una vez superadas las tensiones de corte máximas, que no son más que las tensiones de fricción que existen entre el contacto de las rocas. Esta deformación permanente, son elevadas durante la puesta en carga y disminuye gradualmente con el tiempo. Partículas angulosas darán lugar a una fracturación en las zonas de contacto por que existe concentración de tensiones, es por ello, que se debe constar de equipos de compactación de gran energía, para elevar la densidad de la roca arrojada, caso contrario, es de esperar una densidad menor.

- **Cortina de Inyecciones:** La estanqueidad de la presa, se logra partiendo desde las pantallas, hasta el plinto y su respectiva junta, y hacia abajo por el muro colado si es que existe, y por último siempre se dispone de una cortina de inyecciones, definido su alcance en base al estudio geológico realizado, siempre en dirección perpendicular al muro colado. También se contemplan las grandes fisuras o grietas que puedan existir en los macizos rocosos.



2.3.3 Comportamiento Estructural de una Presa

Una presa de materiales sueltos, es en sí un elemento del dique de gran volumen, sometido a las acciones de la naturaleza, en donde la presa como estructura, tendrá el objetivo de transmitir estas acciones al suelo, hasta profundidades en donde se las considera despreciables, y hacia los estribos, en sentido lateral. Por lo que para garantizar esta transmisión de esfuerzos, es necesario que la obra permanezca estable a lo largo del tiempo, este es el concepto de “*Estabilidad*”, en donde ante acciones que pretendan desestabilizar la estructura, esta debe poder permanecer en equilibrio, generando las reacciones necesarias, controlando siempre las deformaciones, esto nos lleva, al concepto de “*Estanqueidad*”, en donde no solo la presa, sino además el vaso, deben ser lo suficientemente impermeable, como para garantizar las condiciones de servicio a lo largo del tiempo, y es esto último, lo que se relaciona con el concepto de “*Durabilidad*”, el cual nos dice que la obra en si misma debe mantener sus características funcionales a lo largo de su vida útil. En resumen, la **estabilidad**, **estanqueidad**, y **durabilidad**, son tres conceptos íntimamente relacionados entre sí.

Por lo que clasificamos ahora, a las acciones que solicitan a una presa:

- Peso propio
- Empuje hidrostático
- Presión intersticial y subpresión
- Efectos Térmicos
- Terremotos
- Empuje de Sedimentos
- Oleaje
- Empuje de hielo
- Reacción del Terreno

En lo que compete al análisis, solo consideramos el peso propio, presión hidrostática, reacción del suelo, y la acción sísmica. En cuanto la presión intersticial y la saturación del suelo de fundación, se redujo la resistencia del material de fundación con la intención de contemplar esta situación.

2.3.4 Acción Sísmica

El comportamiento de las presas de escollera, ante la acción sísmica, es muy bueno, ya que su resistencia es elevada debido a que el material se encuentra seco, por lo que una carga dinámica como la del sismo no genera presiones intersticiales disminuyendo la resistencia.

En cuanto a las pantallas, están pueden fisurarse, y por tanto aumentar las infiltraciones, sin embargo, esto no significa una amenaza para la estabilidad de la presa debido a que, aunque los drenes que se encuentran entre las pantallas y la zona de apoyo, no sean suficientes, el agua que pase hacia la escollera, simplemente escurre hacia la zona más baja de esta, ya que es altamente permeable.

Para el análisis del mismo, siguiendo las recomendaciones del SPANCOLD, el sismo que se utiliza en el análisis debe cumplir ciertas características en función de la “*categoría de la*



presa” (Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses, España) la cual depende del riesgo potencial y es la siguiente:

- Categoría A: presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un número reducido de viviendas.
- Categoría C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales o medioambientales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas.

Es así entonces que obtenemos el periodo de retorno del sismo a utilizar en el análisis, en función de la categoría de la presa, y del grado de sismicidad.

Clasificación de la Presa	Sismicidad		
	Baja	Media	Elevada
C y B	NA	TP=1000 años	
A	NA	TP=1000 años	TP=1000 años
		TE= 3000 a 5000 años.	TE= 10000 años

Tabla 1: Clasificación de la Presa

*Donde TE se refiere a Terremoto Extremo, y TP a terremoto de proyecto.

Entonces si adoptamos una categoría B, y un grado de sismicidad medio, el periodo de retorno del sismo de proyecto debería ser igual o mayor a mil años.

2.3.5 Deformaciones Horizontales

Las deformaciones horizontales se miden exclusivamente en la dirección del empuje hidrostático, la bibliografía brinda un gráfico en donde se puede estimar el nivel de seguridad de la presa, siendo un “grosero indicador” de una potencial situación desfavorable, en donde se podrían desarrollar tensiones de compresión excesivas en las pantallas, es decir, mientras más se deforma la presa, más se comprimen las pantallas. El grafico es el siguiente:

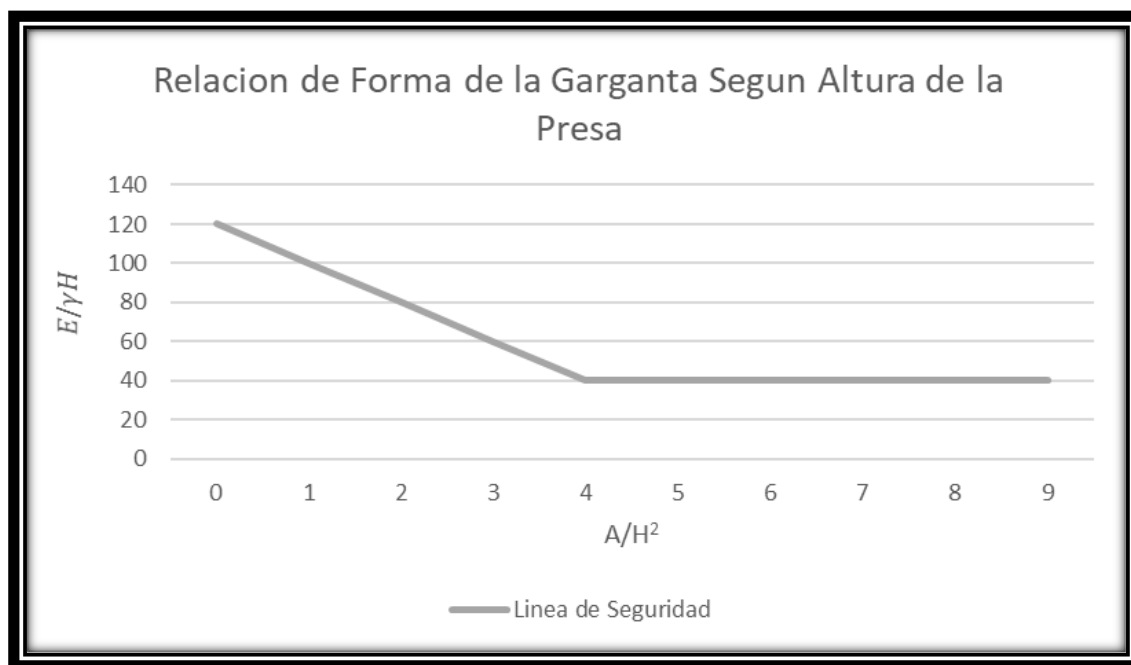


Ilustración 13: Gráfico de relación de forma de la garganta según altura de la presa.

Donde E es el módulo de compresibilidad de la escollera, γ es peso específico del agua, A es área de las pantallas y H es la altura de la presa.

Ahora bien, en base a experiencias observadas en presas de gran tamaño, sometidas a un sismo de gran magnitud, es de esperarse asentamientos de la sección superior de la escollera, movimientos del talud de aguas abajo, agrietamiento y roturas de la pantalla de hormigón, y formación de espacios vacíos entre las pantallas y la escollera (Espinoza 2010).

2.3.6 Estabilidad de una Presa CFRD

Investigando en la bibliografía, se ha encontrado referencias de dos pioneros en la ingeniería de presas de escollera, Cooke y Sherard, los cuales nos mencionan que “...las escolleras no pueden romper a lo largo de superficies planas o circulares, sean vertidas o compactadas, si los taludes exteriores son de 35.5 a 37.5°, donde estos son los taludes más usuales en presas CFRD, porque el ángulo de fricción de los escollerados es por lo menos de 45°, lo cual garantiza la estabilidad...”. Por otro lado “...Las escolleras son materiales de alta resistencia al corte, y están secas, lo cual significa que ellas no tienen agua en los vacíos para generar presiones de poro como es el caso de los suelos compactados. Si la fundación es en roca, no hay riesgo de falla por la fundación...”



Las pantallas y la escollera tienen óptimas condiciones de estabilidad, ya que el cuerpo de la presa está seco y libre de presiones intersticiales, esto es una cualidad positiva ante el comportamiento del conjunto frente a un sismo (Vallarino, 1998). El apoyo en roca y la compactación son otras características positivas de este tipo de presas, sin embargo, para la presa en estudio, no se apoya sobre roca sino sobre relleno aluvial y su construcción no se dio por capas compactadas, sino mediante lo que se denomina “roca arrojada”, o “escollera arrojada”, esto puede traer asentamientos ante una vibración sísmica, ya que, en un principio, al conjunto de rocas que se encuentran más cerca de la coronación, se les puede presumir con un ángulo de fricción interno más reducido que el de las rocas más profundas, por tanto, ante una oscilación importante, se puede dar un reacomodo de este conjunto, aumentando así también su ángulo de fricción, con lo que, aumenta también su resistencia.

Para presas de escollera compactada, existe otra circunstancia que aumenta la resistencia frente a sismos, y es la diferente deformabilidad horizontal y vertical debida a la *estratificación* (sucesión de capas compactadas). En la experiencia, las mediciones demuestran que los asentamientos verticales son del orden del tercio que resultan de un cálculo sísmico dinámico normal, suponiendo un módulo de deformación isótropo. Pero como mencionamos anteriormente, la presa del Dique Campo Alegre es de escollera arrojada, por lo que estas condiciones no son esperables, es por esto que, en el análisis mecánico, se evaluarán los parámetros de los materiales de modo que la deformación vertical y horizontal sea similar a las obtenidas por el relevamiento topográfico realizado en la coronación.

Ahora bien, mostraremos los distintos tipos de fallas observados en presas de materiales sueltos a lo largo de muchos años:

Tipos de Falla	Porcentaje %
Sobrevertido	36.1
Sifonamiento	33.5
Circulación Permanente	13.3
Durante la construcción y después de inmediatamente finalizada	12.2
Desembalse rápido	2.7
Primer llenado	2.2

Tabla 2: Tipos de Falla

La falla por “*sobrevertido*” es aquella en donde el agua del embalse logra pasar por encima del coronamiento de la presa. En presas de materiales sueltos, si esta acción es de suficiente intensidad y duración, podría llevar a la presa a la rotura, debido a la erosión que tiende a formar una brecha de agua cada vez de mayor tamaño.

El “*sifonamiento*”, es aquella falla que se produce en la interfaz entre el cuerpo de la presa y la fundación, es posible que el agua encuentre una vía por la cual escurrir y así arrastrar el material fino dándose un proceso de erosión progresivo que aumenta con el tiempo, y una



vez llegada esta vía a la cara libre del espaldón aguas abajo, es que esta brecha queda expuesta y se da la falla de la presa, ya que el material que se encuentra en los alrededores es arrastrado.

Cabe recordar aquí que el agua es el lubricante natural por excelencia de los suelos, esta produce una disminución de las fuerzas de fricción entre las partículas, generando una pérdida de la estabilidad de una localidad de la masa de suelo.

Otra falla puede darse por “*deslizamiento de los taludes*” en donde se produce un movimiento de una masa de materiales que conforman el cuerpo de la obra, particularmente en la cara libre del espaldón aguas arriba.

Una “*falla de fundación*” es aquella en donde, por razones explicadas anteriormente, el suelo de la fundación presente asentamientos excesivos, comprometiendo la estabilidad general de la presa. Estos “*asentamientos excesivos*” también pueden ser producidos por distintas causas, generando estos un descenso de la cota de la coronación, por lo tanto, una disminución del resguardo establecido en el proyecto, comprometiendo la seguridad de la presa.

3 Relevamiento de la presa

3.1 Medición de las Deformaciones en Coronación

El relevamiento consistió en tomar un perfil longitudinal por el eje de la presa, sobre la coronación, mediante la utilización de instrumentos topográficos de elevada precisión, y se



Ilustración 14: Bulón en eje de coronación de la presa.

lograron tomar lecturas de **desplazamientos horizontales** y verticales de la **coronación de la presa**, estableciendo así una configuración deformada, que nos brinda cierta información sobre el comportamiento estructural de la presa a lo largo de su vida útil. Recordemos que la obra se concretó aproximadamente en 1977, por lo que estimamos un plazo de servicio de 42 años, contemplando 2 años de llenado del embalse, y es de esperar, deformaciones considerables propias de una presa de escollera, sobre todo esta tipología de Escollera Arrojada, que no es compactada, son más propensas a presentar asentamientos debido al reacomodo de las rocas, y por lo tanto las pantallas así también, sufrirán las consecuencias de esto.

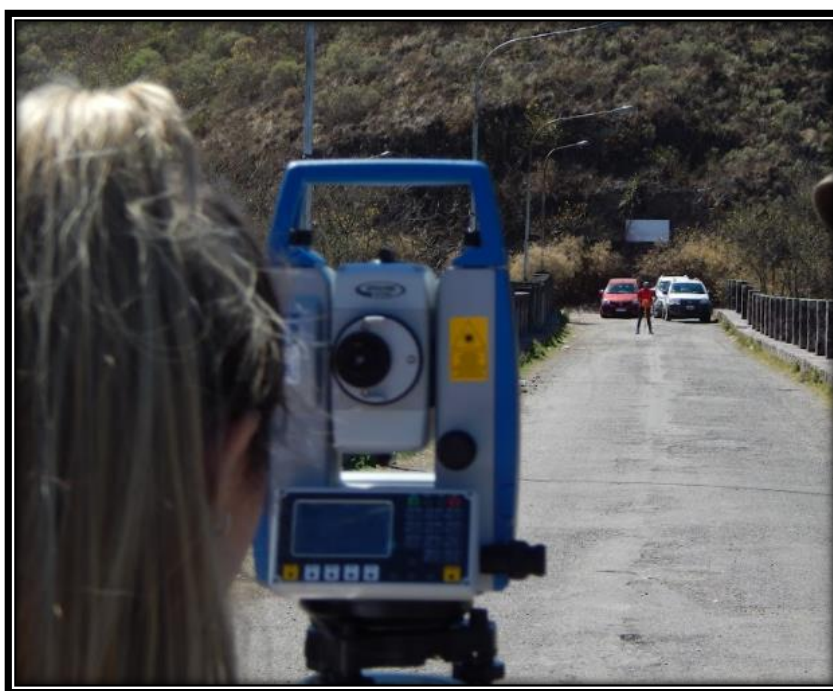


Ilustración 15: Relevamiento por eje de presa.



En una primera inspección de la coronación, se observó la existencia de estacas, enumeradas, las cuales se encuentran dispuestas sobre el eje de la calzada, a una separación de 5 metros, con un total de 20, es decir, 95 metros en total, cubriendo prácticamente la totalidad de la coronación, y si bien se consultó a la entidad competente sobre las estacas, al no obtener una respuesta, simplemente se procedió a verificar la ubicación de las mismas, es decir, que se encuentren sobre el eje de la coronación, y con una separación de 5 metros, obteniéndose, los siguiente resultados:

Mediante la utilización de una estación total, se tomaron lecturas longitudinales, tomando posición en la estaca “P1”, en 2 etapas, una de “ida” y otra de “vuelta”.

IDA			VUELTA		
Designacion	Distancia Directa	Distancia Horizontal	Designacion	Distancia Directa	Distancia Horizontal
P1	-	-	P1	-	-
P2	5,09	5,07	P2	5,04	5,02
P3	10,04	10,03	P3	10,03	10,02
P4	15,05	15,04	P4	15,06	15,05
P5	20,05	20,04	P5	20,05	20,04
P6	25,05	25,04	P6	25,04	25,03
P7	30,03	30,02	P7	30,04	30,03
P8	35,02	35,02	P8	35,03	35,02
P9	40,02	40,02	P9	40,02	40,01
P10	45,01	45,01	P10	45,01	45,01
P11	50,01	50,00	P11	50,00	50,00
P12	55,00	55,00	P12	55,01	55,00
P13	60,00	59,99	P13	60,00	59,99
P14	64,99	64,98	P14	64,99	64,99
P15	69,99	69,98	P15	69,98	69,98
P16	74,99	74,99	P16	74,99	74,99
P17	79,96	79,96	P17	79,96	79,96
P18	84,95	84,94	P18	84,95	84,94
P19	89,90	89,90	P19	89,90	89,90
P20	94,98	94,98	P20	-	-

Tabla 3: Mediciones obtenidas con la estación total.

Como las mediciones estaban dentro la tolerancia, se prosiguió a tomar lecturas de ángulos verticales y horizontal, con la intención de lograr medir las posiciones relativas entre estacas. Cabe destacar que las estacas se encuentran sobre una capa de rodamiento de hormigón asfáltico, en donde está al no encontrarse en un excelente estado, presenta sus propias deformaciones que tendrán como consecuencia una imprecisión en la estimación de la deformación de la presa, por lo que se tiene que saber en todo momento, que lo que se mide, es la deformación de la capa de rodamiento, pero si bien esta no es rígida, si acompaña la deformación generalizada de la coronación, por lo que se concluye entonces, que lo que se obtendrá finalmente, es una **estimación de la deformación generalizada de la coronación**.

En lo que sigue, se resume el procedimiento de cálculo de los **desplazamientos verticales**:

1. Tomando lectura de la distancia directa (D_d), desde el punto P_1 , a P_i , y del ángulo vertical (α_v), se obtiene la distancia vertical relativa ($\Delta h'$) entre el prisma y el centro del círculo vertical del instrumento.

$$D_d \cos \alpha_v = \Delta h'$$

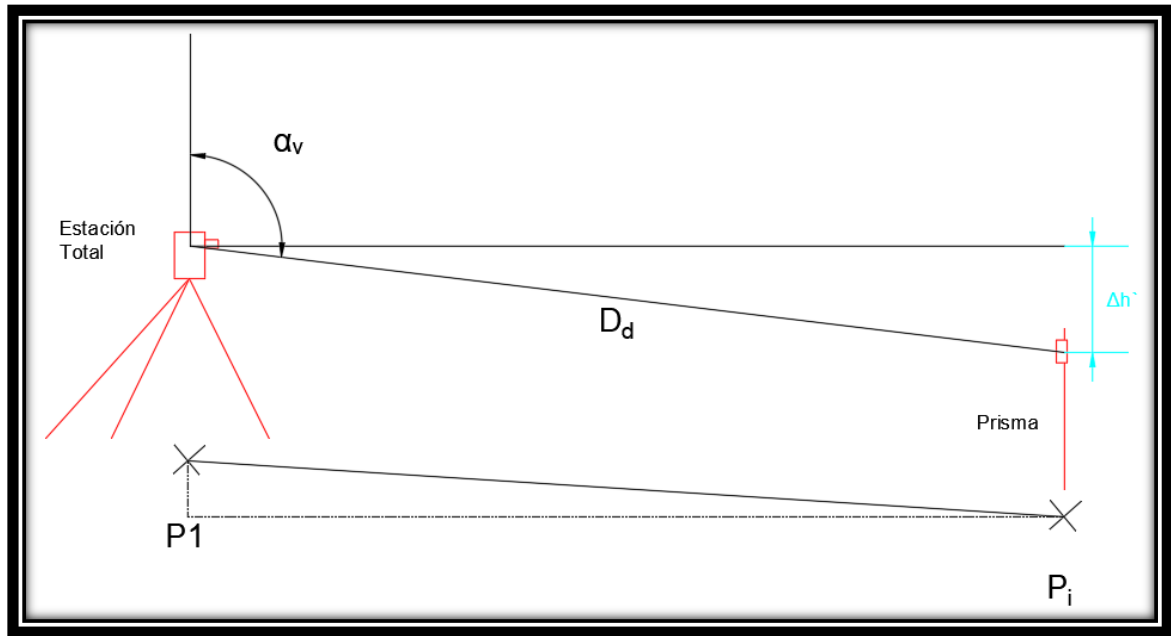


Ilustración 16: Distancia vertical relativa entre estación y prisma.

2. Midiendo la altura de la estación, y del prisma, se obtiene la diferencia (Δh), la cual es constante.

$$H_E - H_P = \Delta h = ctte$$

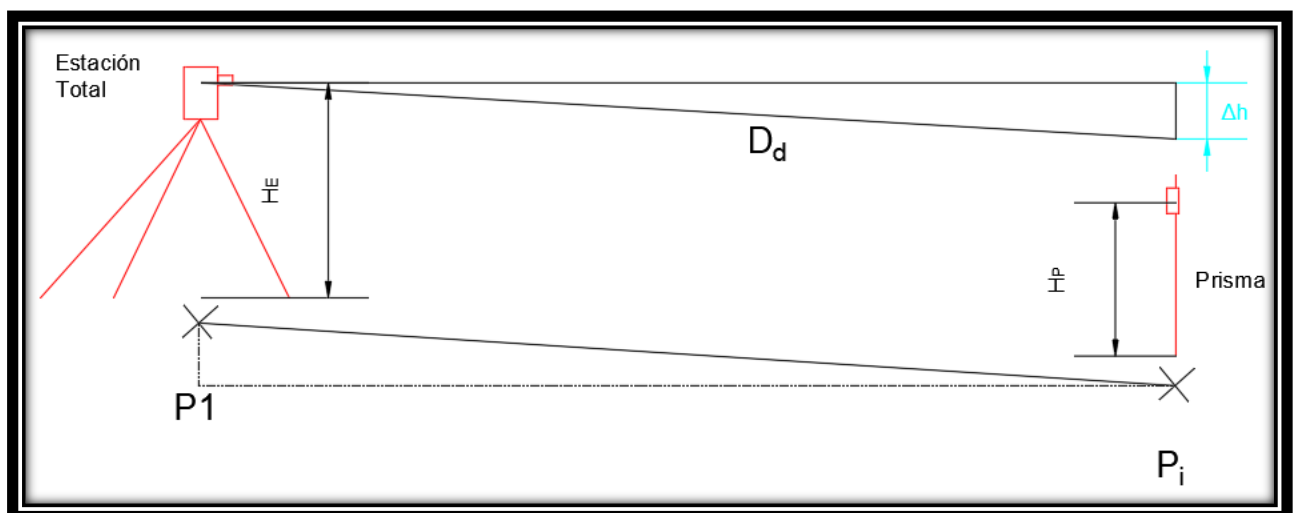


Ilustración 17: Diferencia Δh

- Se calcula la diferencia entre la distancia vertical relativa entre puntos, y la distancia vertical entre la altura de la estación y del prisma:

$$\Delta h' - \Delta h = \Delta y$$

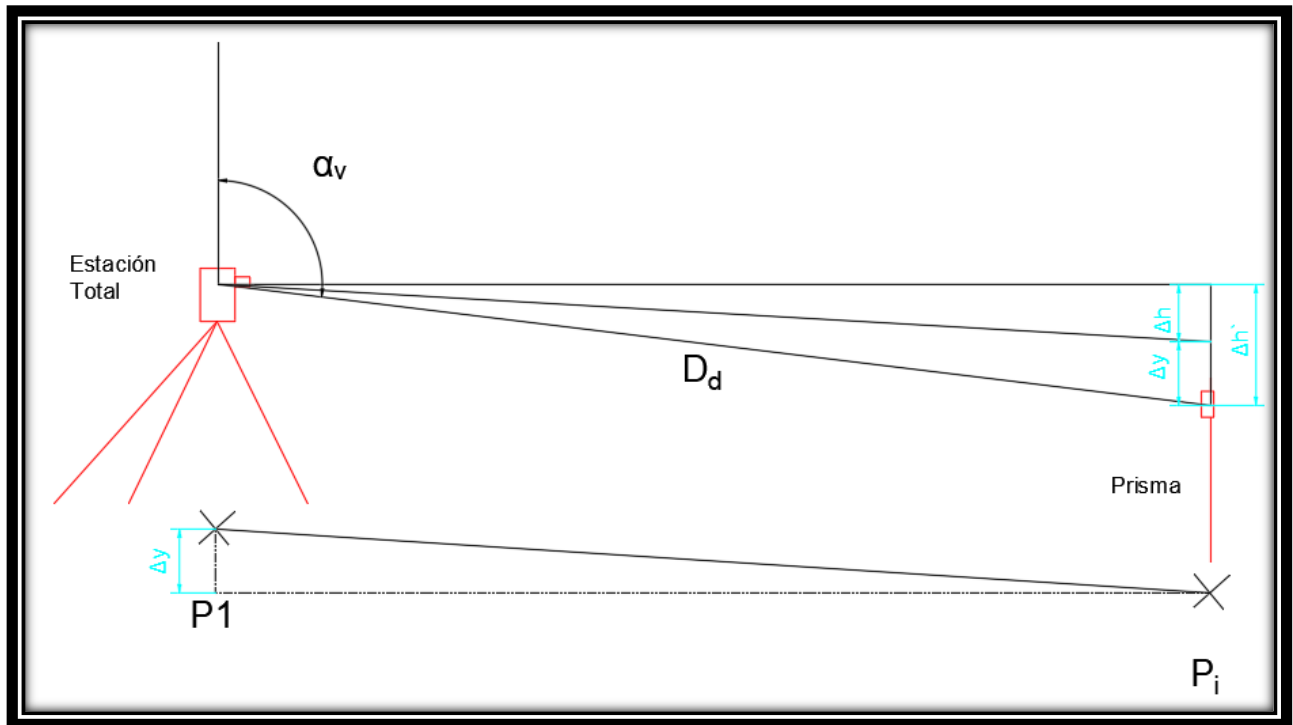


Ilustración 18: Distancia vertical relativa entre P1 y Pi.

Es aquí donde se observa que, si los puntos P_1 y P_i se encontrasen sobre una misma recta horizontal, la diferencia $\Delta h' - \Delta h$ sería igual a cero, entonces si esta diferencia es distinta de cero, es que existe una distancia vertical entre P_1 y P_i , y si además es positiva, sabemos que el punto P_i se encuentra por debajo de P_1 .

Luego compensamos errores, promediando los resultados obtenidos para la “ida” y para la “vuelta”.

Ahora para obtener los **desplazamientos horizontales**, resumimos el procedimiento a lo siguiente:

- Tomando las lecturas del azimut, desde el punto P_1 al P_{20} , se obtiene mediante la siguiente operación, el ángulo relativo entre P_i y P_{20} :

$$\theta_{Pi} - \theta_{P20}$$

- Luego, haciendo uso de la distancia horizontal D_h , se obtiene la distancia horizontal en P_i , perpendicular a la recta formada por puntos P_1 y P_{20} , mediante:

$$D_h \cos(\theta_{P20} - \theta_{Pi}) = \Delta x$$

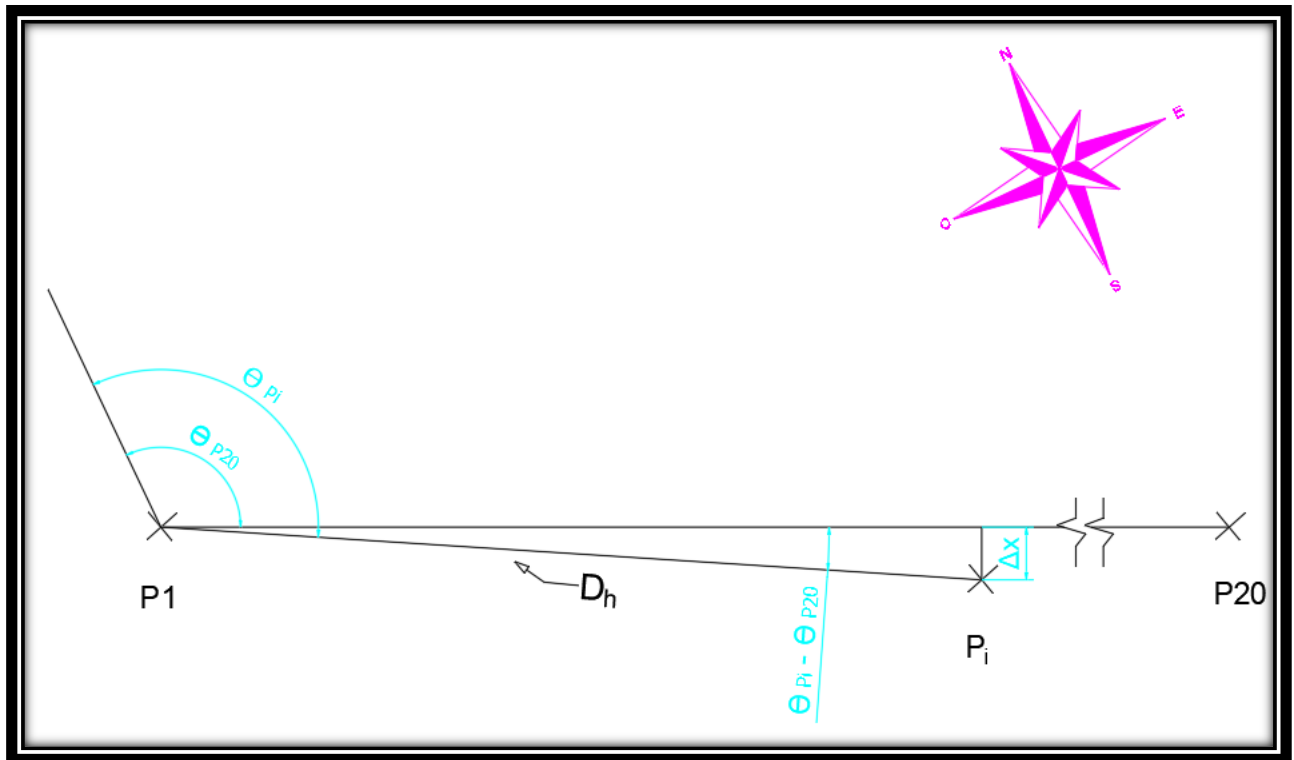


Ilustración 19: Esquema orientativo para obtención de distancia relativa horizontal.

Por comodidad, tomaremos el valor positivo de Δy , hacia el interior de la presa, y el valor positivo de Δx en el sentido hacia aguas abajo, ya que se espera que los desplazamientos sean en este sentido.

Obtenemos en primera instancia la diferencia Δh :

$$H_E = 1.51 \text{ m}$$

$$H_p = 1.125 \text{ m}$$

$$\Delta h = H_E - H_P = 0.385 \text{ m}$$

Luego presentamos el cálculo en la siguiente planilla, contemplando las lecturas de “ida” y “vuelta”, y compensando errores:

Designación	IDA				$(\Delta h - \Delta h')$ compensado		IDA		VUELTA		(Δx) compensado
	Azmut $[\theta_{p_i}]$	Angulo Vertical $[\alpha_{v_i}]$	Distancia Directa $[D_{d_i}]$	Distancia Horizontal $[D_{h_i}]$	$\Delta h'$	$\Delta h - \Delta h'$	$\theta_{p_i} - \theta_{p_{20}}$	Δx	$\theta_{p_i} - \theta_{p_{20}}$	Δx	
P1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P2	115,46	94,94	5,09	5,07	-0,44	0,05	0,06	0,01	0,04	0,00	0,00
P3	115,56	92,70	10,04	10,03	-0,47	0,09	0,16	0,03	0,14	0,02	0,03
P4	115,65	92,11	15,05	15,04	-0,56	0,17	0,25	0,07	0,26	0,07	0,07
P5	115,70	91,79	20,05	20,04	-0,63	0,24	0,30	0,10	0,31	0,11	0,11
P6	115,72	91,71	25,05	25,04	-0,75	0,36	0,32	0,14	0,32	0,14	0,14
P7	115,71	91,34	30,03	30,02	-0,70	0,32	0,30	0,16	0,31	0,16	0,16
P8	115,70	91,18	35,02	35,02	-0,72	0,33	0,30	0,18	0,29	0,18	0,18
P9	115,68	91,02	40,02	40,02	-0,72	0,33	0,27	0,19	0,27	0,19	0,19
P10	115,66	90,92	45,01	45,01	-0,72	0,34	0,25	0,20	0,25	0,19	0,20
P11	115,63	90,84	50,01	50,00	-0,73	0,34	0,23	0,20	0,23	0,20	0,20
P12	115,61	90,76	55,00	55,00	-0,73	0,34	0,21	0,20	0,21	0,20	0,20
P13	115,59	90,70	60,00	59,99	-0,74	0,35	0,19	0,20	0,19	0,20	0,20
P14	115,58	90,66	64,99	64,98	-0,75	0,37	0,18	0,21	0,18	0,20	0,20
P15	115,57	90,63	69,99	69,98	-0,77	0,39	0,17	0,20	0,17	0,20	0,20
P16	115,56	90,60	74,99	74,99	-0,79	0,41	0,16	0,20	0,16	0,20	0,20
P17	115,54	90,55	79,96	79,96	-0,77	0,38	0,14	0,20	0,14	0,20	0,20
P18	115,52	90,49	84,95	84,94	-0,73	0,34	0,12	0,18	0,12	0,18	0,18
P19	115,45	90,34	89,90	89,90	-0,54	0,16	0,05	0,08	0,05	0,08	0,08
P20	115,40	90,26	94,98	94,98	-0,43	0,04	0,00	0,00	-	-	0,00
VUELTA											
P1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P2	115,37	95,00	5,04	5,02	-0,44	0,82					
P3	115,54	92,75	10,03	10,02	-0,48	0,87					
P4	115,66	92,13	15,06	15,05	-0,56	0,94					
P5	115,71	91,80	20,05	20,04	-0,63	1,01					
P6	115,72	91,55	25,04	25,03	-0,68	1,06					
P7	115,71	91,34	30,04	30,03	-0,70	1,09					
P8	115,69	91,17	35,03	35,02	-0,72	1,10					
P9	115,67	91,02	40,02	40,01	-0,72	1,10					
P10	115,65	90,92	45,01	45,01	-0,72	1,11					
P11	115,64	90,84	50,00	50,00	-0,73	1,11					
P12	115,61	90,76	55,01	55,00	-0,73	1,11					
P13	115,59	90,70	60,00	59,99	-0,74	1,12					
P14	115,58	90,66	64,99	64,99	-0,75	1,13					
P15	115,57	90,63	69,98	69,98	-0,77	1,16					
P16	115,56	90,60	74,99	74,99	-0,79	1,18					
P17	115,54	90,55	79,96	79,96	-0,77	1,16					
P18	115,52	90,49	84,95	84,94	-0,73	1,11					
P19	115,45	90,34	89,90	89,90	-0,54	0,92					
P20	-	-	-	-	-	-					

Tabla 4: Resultados obtenidos del análisis de datos.

*Cabe aclarar que se hizo un análisis de errores el cual arrojó como resultado que los mismos se encontraban dentro de la tolerancia.

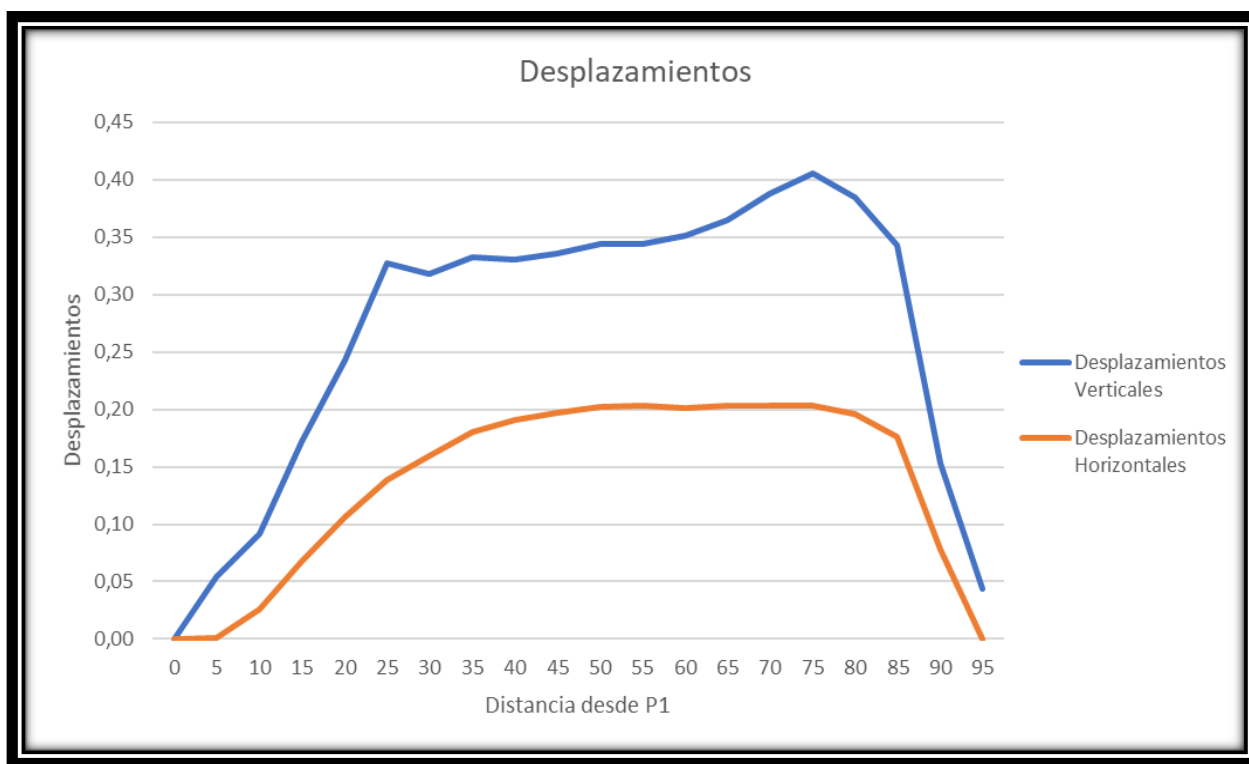


Ilustración 20: Grafico que representa deformaciones verticales y horizontales.

Queda expresado en este grafico entonces, los **desplazamientos verticales y horizontales, generalizados de la coronación** de la Presa del Dique Campo Alegre, vistos desde aguas abajo.

Es así entonces, que adoptamos como deformación objetivo, para calibrar el modelo físico, que el desplazamiento vertical debería rondar el valor $\Delta y = 0.34m$, y en horizontal el valor $\Delta x = 0.20m$, ya que el corte de la presa a partir del cual se creó el modelo 2D, se encuentra aproximadamente por el centro de la cerrada, es decir entre los 45 y 55m, medidos desde P1. Recordamos que esta deformación se intentara lograr modificando en un primer análisis las propiedades mecánicas del material, simulando así una disminución de su resistencia.



4 Métodos de Prospección Geofísica

Los métodos de prospección geofísica son un conjunto de técnicas físicas y matemáticas no destructivas de investigación extensiva, aplicadas para la exploración de los subsuelos por medio de observaciones en la superficie de la tierra en cuanto a las propiedades físicas de los materiales en el interior de ella.

En la actualidad para la caracterización de los suelos, los métodos se dividen según parámetros físicos de investigación y son:

- Métodos gravimétricos: se basan en parámetros físicos de la densidad.
- Métodos magnéticos: se basan en la susceptibilidad magnética.
- Métodos eléctricos: se basan en la resistividad eléctrica.
- Métodos radioactivos: basados en la detección de nivel de radiación natural o inducida.
- Métodos electromecánicos: se basan en la conductividad eléctrica y la permeabilidad magnética.
- Métodos sísmicos: aquellos en los que se basan los ensayos que se desarrollaron para este informe y que miden velocidades de propagación de las ondas a través de diferentes medios materiales utilizando campos potenciales inducidos.

Estos métodos sísmicos básicamente consisten en provocar perturbación en un punto específico y registrar esa perturbación traducida en vibraciones por medio del subsuelo o registrar el ruido ambiente del lugar a explorar. Luego utilizando registradores de ondas llamados geófonos, se captan las vibraciones en ambos casos y se las registra en formato digital para analizar. La forma en que se va a analizar los registros es por medio de métodos desarrollados para poder determinar las características del subsuelo, y estos son: método de sísmica de refracción, de reflexión y el que se utiliza en este informe es el método de análisis espectral de ondas de superficie activas (MASW) y pasivas (método de microtemores o MAM).

A través de estos métodos se pretende obtener los perfiles de velocidad de ondas P (con método de sísmica de refracción y reflexión, para entender el método y ver resultados consultar anexo 2) y S del suelo (con método de análisis de ondas de superficie), y a partir de esta información poder inferir los módulos de elasticidad de los estratos del subsuelo y sus densidades, debido a que la velocidad de las ondas que propagan la energía es función de los módulos elásticos y de la densidad:

$$Velocidad = \sqrt{\frac{\text{módulo elástico lineal}}{\text{densidad del material}}}$$

Se debe recordar que una onda es la perturbación (modificación de un medio) que se propaga y transporta energía y cantidad de movimiento, pero no transporta materia, es decir, que las partículas de la materia se quedan oscilando en el sitio. De aquí salen las ondas electromagnéticas que no necesitan de un medio para propagarse porque son inducidas por un campo eléctrico en relación a un campo magnético asociado, se tiene también las ondas gravitacionales que son alteraciones del espacio-tiempo sin afirmar que se desplazan por el



espacio; y por último se tiene las ondas mecánicas, las cuales necesitan de un medio elástico y deformable para propagarse. De estas ondas mecánicas existen las ondas de gravedad, las ondas acústicas y las ondas elásticas que son las que se medirán en los ensayos de los métodos MASW Y MAM debido a que estas ondas elásticas o sísmicas son perturbaciones energéticas tensoriales de deformación que detectaran los geófonos.

Las ondas sísmicas son perturbaciones que viajan a través de la tierra originadas súbitamente por el fracturamiento de material rocoso debido a diversas fuentes como sismos. Existen dos tipos de ondas principales, las que viajan a través del medio, llamadas ondas de cuerpo y aquellas que viajan por las interfaces, llamadas ondas de superficie.

A su vez las ondas de cuerpo se subdividen en ondas P (ondas longitudinales que comprimen y dilatan el suelo en la dirección de propagación de la onda) y ondas S (son las ondas sísmicas más destructivas, son ondas transversales de corte o cizalla debido a que se producen cuando la energía genera que las partículas se muevan en dirección perpendicular a la dirección de propagación).

Se sabe que la rapidez de propagación de onda o la velocidad de onda se calcula como la longitud de onda por la frecuencia. Sin embargo, esta velocidad, no depende de estos dos valores si no de las propiedades elásticas del material por donde se propaga la onda. Entonces, la velocidad de la onda P está afectado por la densidad y el módulo elástico del material, cuanto mayor densidad tenga o, en otras palabras, cuanto mayor nivel de compactación tenga el material, más rígido será el medio por el que pasa la onda, por ello es lógico que la velocidad aumente a mayor profundidad del suelo. Sin embargo, existen casos donde no se cumple esto como en la arena suelta, donde la única manera de hacerla más densa es haciéndola vibrar y no someténdola a presión para aumentar su densidad. El contenido de agua en el suelo aumenta la velocidad de onda P ya que aumenta el coeficiente de Poisson. Según la teoría de la elasticidad, la formula del valor de velocidad de onda respecto de los parámetros mecánicos elásticos del medio es:

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} = \sqrt{\frac{E * (1 - \mu)}{\gamma * (1 - 2\mu) * (1 + \mu)g}}$$

Dónde:

λ = Módulo de resistencia al cambio de volumen (incompresibilidad).

G = Módulo de resistencia a la flexión o cambio de forma o módulo de corte simple (rigidez).

ρ = Densidad del material.

K = Módulo volumétrico o compresión isotrópica.

μ = Coeficiente de Poisson (si $\mu=0$, deformación longitudinal muy alta; si $\mu=0.25$, cuerpo perfectamente poissoniano; si $\mu=0.5$, fluido).

γ = Peso específico del medio.

g = aceleración de la gravedad

La ecuación muestra que las constantes del material se pueden medir sin problema si se tiene registro de las velocidades de onda. Las velocidades de onda de cuerpo P están relacionadas directamente con la rigidez en materiales linealmente elásticos, por lo que están



asociadas con el módulo longitudinal E mientras que las velocidades de ondas S están vinculadas con el módulo de corte G

La velocidad de onda de corte V_s es la que se utiliza ampliamente para la caracterización sísmica de sitio y obtención de perfiles geotécnicos, es por ello que en este trabajo se emplea en el análisis estructural los resultados de los métodos MAM y MASW de las velocidades V_s .

Las ondas S son menos rápidas que las ondas P , por lo que aparecen en el terreno después que éstas. Las ondas transversales solamente se forman y propagan en materiales sólidos ya que dependen de la resistencia a la flexión o al esfuerzo cortante del material, que como se sabe, es nula en los fluidos. Generalmente son de mayor amplitud que las ondas P (2 veces la amplitud de la onda P) y tienen un periodo de 2 segundos. La onda de corte se puede propagar en forma vertical y en forma horizontal, esta última para los edificios causa problemas.

Las ondas S se subdividen en ondas Love (se produce solo cuando un medio con ondas S de baja velocidad suprayace a una capa con ondas S de mayor velocidad) y ondas Rayleigh (ondas dispersivas ya que varían en función del periodo de onda y se generan por la energía que llevan las ondas P al combinarse con la componente vertical de la onda S , tienen movimiento elíptico retrógrado en un plano vertical y tienen amplitudes que disminuyen exponencialmente con la profundidad). Estas ondas Rayleigh son las que se tienen en cuenta en el método de análisis espectral de ondas de superficie.

La velocidad de onda de corte V_s es la que se utiliza ampliamente para la caracterización sísmica de sitio y para la obtención de perfiles geotécnicos. Esta velocidad de onda S , que involucra deformaciones por cortante pura se expresa como:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1 + 2\mu)\rho}}$$

Dónde:

G = Módulo de resistencia a la flexión o cambio de forma o módulo de corte simple (rigidez)

ρ = Densidad del material

Estas relaciones entre las velocidades de propagación de las ondas y las propiedades físicas del material atravesado son independientes de la frecuencia de las ondas.

La relación entre ondas compresivas y de cizalla (V_p/V_s) de cualquier material está determinada únicamente por el valor del coeficiente de Poisson (μ) de ese material:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2 * (1 - \mu)}{(1 - 2\mu)}}$$

Un material compresible no es lo mismo que un material muy compresible ya que las velocidades de ondas P aumentan con la compresibilidad del material cosa que no sucede con las ondas S que se mantienen constantes al igual que las ondas Rayleigh. El coeficiente de Poisson determina cuan compresible es el material.



Conocer la velocidad de la onda P es útil, pero depende de tres propiedades diferentes de la roca y, por lo tanto, es un indicador muy ambiguo del tipo de litología. Sin embargo, la relación VP/VS es independiente de la densidad y puede ser usada para derivar el coeficiente de Poisson, que es un indicador litológico más diagnóstico.

Esto se manifiesta en el terreno cuando está saturado, cuando los poros tienen fluido la velocidad de ondas P aumenta mucho, entonces el método geofísico no es fiable al medir la velocidad de onda P pero si en la velocidad de la onda S ya que se propaga por el esqueleto de los poros y no por el fluido.

Asumiendo que el material se trata de una roca inalterada o no meteorizada, las velocidades de onda de corte y Rayleigh se vinculan mediante la siguiente expresión:

$$V_R \cong 0,9 * V_S$$

Para realizar el análisis de los datos obtenidos en la exploración geofísica, es decir, el registro de las velocidades de ondas, hay que basarse en métodos, los cuales tienen como fundamento los tipos de función de onda, ya sea en función del tiempo o en función de la distancia. Estas funciones de ondas son continuas y como tienen muchos datos y su proceso matemático es complejo, se emplean programas para facilitar el manejo de la información registrada.

En el proceso de análisis de las señales es común la aplicación de la transformada de Fourier debido a que es una función que permite descomponer un sistema complejo de señal en una suma de señales sinusoidales simples con sus propias frecuencias y amplitudes. Una vez descompuesta la señal, queda representada como espectro de Fourier en una gráfica donde la ordenada están las amplitudes y en las abscisas están las frecuencias correspondientes. Este paso es importante porque este es el objetivo de la utilización de la transformada de Fourier, es decir, lo que se busca es pasar las señales que están en función del tiempo a que estén en función de la frecuencia para así obtener información distinta, no evidente en el dominio temporal. En el dominio del tiempo, es posible determinar la duración y amplitud de la onda, el tiempo de llegada, y en algunos casos la atenuación de las vibraciones, pero en el análisis del dominio de la frecuencia, se muestra la amplitud y la fase de cada componente de frecuencia en función de la distancia de la fuente sísmica. Se aplica esta transformación en la curva de dispersión debido a que en el dominio de la frecuencia es más fácil discernir todos los tipos de onda y así poder separar las ondas de cuerpo en donde se encuentra principalmente las ondas Rayleigh, es decir entonces que la transformada de Fourier es una herramienta para aislar las ondas Rayleigh del resto de los otros tipos de onda.

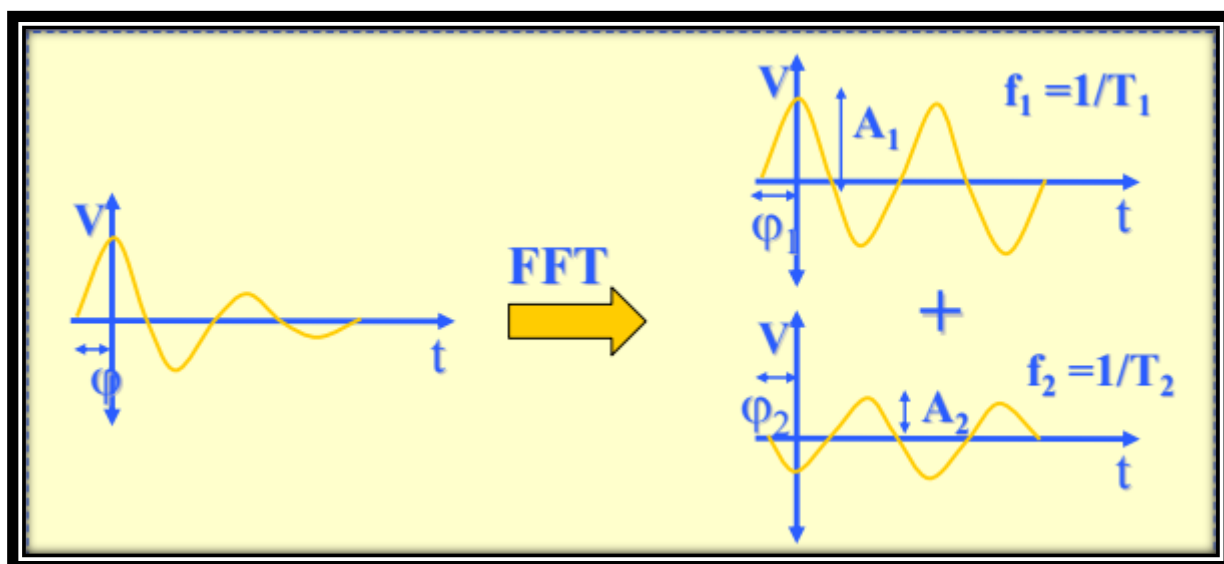


Ilustración 21: Transformada de Fourier

Una vez procesada las señales, el siguiente paso será usar la dispersión geométrica de las ondas de superficie S para así poder estimar las propiedades del medio, la razón de usar las ondas S para estudio es porque las ondas P están fuertemente influenciadas por la compresibilidad del fluido en los poros del suelo, en cambio las ondas S están vinculadas solo a la variación de densidad, ya que el fluido no tiene resistencia al corte.

Dentro de los tipos de ondas superficiales, los métodos sísmicos de onda de superficie se enfocan en las ondas Rayleigh porque son fáciles de generar y detectar, transporta mayor porcentaje de energía liberada en la superficie, lo cual beneficia a la relación señal-ruido, la velocidad de fase de la onda Rayleigh es sensible a la velocidad de la onda S, aproximadamente 0.9 a 0.95 veces la velocidad de onda S. Las ondas Rayleigh al ser dispersivas, su velocidad de propagación depende de la frecuencia, además ante una carga puntual tienen una atenuación proporcional a la inversa de la raíz cuadrada de la distancia a la fuente ($\frac{1}{\sqrt{r}}$) debido a que el frente de onda tiene forma cilíndrica. (Ewing et al. 1957)

Lo que se busca es determinar el interior de un medio y con las ondas ya mencionadas es posible estimar las propiedades de materiales de diferentes capas a distintas profundidades en el suelo, mediante la medición de la variación de la velocidad de fase de la onda Raleigh a medida que recorre verticalmente el suelo, creando así, a partir de las mediciones, un perfil de las velocidades de onda de corte del lugar generada por el procesamiento de señales para tener la curva de dispersión y posteriormente mediante procesos de inversión para estimar las propiedades del sitio.

En lo que sigue, se desarrollaran los métodos de ondas de superficie activos y pasivos que se han utilizado en la presa que permitirán conocer los parámetros de los materiales que la componen. Estos son, el “Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales” y “Método de Análisis de Microtrepidaciones en Arreglos Multicanales”.



4.1 Método de Análisis Multicanal de Ondas superficiales (MASW)

El Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) fue propuesto por Park et al. (1999a, 1999b) es un método de ondas superficiales activo que permite determinar las características de un subsuelo (estratificación) de forma indirecta, mediante la detección de ondas elásticas superficiales (Rayleigh), las cuales se propagan en el subsuelo y se detectan mediante sensores llamados geófonos. Las ondas se generan por una fuente de energía artificial por ello es un método activo porque se genera intencionalmente la energía sísmica (por ejemplo, el golpe de un martillo sobre una superficie, explosivos, etc).

El método analiza las propiedades de propagación de las ondas sísmicas superficiales, se propagan horizontalmente desde la fuente emisora hasta los geófonos. Las ondas superficiales de Rayleigh, se transmiten a una velocidad correlacionada con la rigidez del subsuelo en análisis.

El método permite obtener morfologías y espesores de las capas del suelo, estados de compactación y fracturación de los materiales, una estimación de módulos elásticos de deformación y medición de otros parámetros ingenieriles y geotécnicos.

Luego de la adquisición de los datos, el siguiente paso es lograr obtener mediante el software específico una curva de dispersión la cual es un gráfico, como la dispersión es el cambio de velocidad de propagación de las ondas Rayleigh y está en función de la longitud de onda (λ) o de la frecuencia (f), el gráfico de la curva de dispersión corresponde entonces a un espectro de frecuencia versus velocidades de fase luego de haber aplicado una Transformada de Fourier que cambia los datos desde el dominio del tiempo al de la frecuencia. donde luego a ese conjunto de datos ya transformados se le aplica un proceso de cálculo inverso iterativo (método de inversión) se llega a tener el perfil unidimensional (V_s).

La velocidad de fase es la rapidez en la cual un punto de una fase de ondulada constante viaja en dirección normal a la superficie de la onda en un medio homogéneo. Esta es la rapidez de una onda plana que viaja en la misma dirección de tal medio. En un medio anisotrópico la misma está sujeta a la dispersión angular, es decir la rapidez varía con el ángulo (**Lopez Prado - 2016**).

El MASW tiene la característica de que, al ser un método activo, genera ondas que viajan a altas frecuencias y es por ello que no llegan a grandes profundidades, en la mayoría de los casos las ondas pueden alcanzar los 30m de profundidad.

La fuente activa que se utilizó en la presa para generar la energía sísmica fue el martillo para golpear en una placa próximo al suelo por ser una solución no destructiva (como las explosiones) y económica para el mismo. Este martillo tiene pegado al mango un dispositivo que indica el disparo, es decir, el instante en que el sismógrafo tiene que empezar a grabar los datos por medio de los 24 canales (geófonos).

Por el levantamiento del MASW se usó una configuración de propagación lineal por ello es MASW 1D, por lo que se obtendrá una curva V_s como resultado del promedio de la propagación. La separación de geófonos va a dar la mínima longitud de onda que se registren (por ejemplo, si la separación entre geófono es de 5 metros se tomarán longitudes de onda de



2,5 metros) y la longitud del tendido la máxima longitud de onda (por ejemplo, si el tendido es de 24 geófonos que equivale a 115 metros se tomarán longitudes de onda de 57,5 metros). La distancia entre el primer y el último geófono activos es la longitud del tendido y la distancia offset es la medida entre la localización del tiro y el geófono activo más próximo. La longitud del tendido a desplegar varía de acuerdo a la profundidad de investigación deseada. Si a este método se lo complementa con el método pasivo, la longitud debe ser aproximadamente igual a la profundidad deseada; de lo contrario, la longitud del tendido debe ser el doble.

4.2 Método de Análisis de Microtrepidaciones (MAM)

Este método consiste en registrar vibraciones ambientales, y es mediante el análisis de dispersión de estas que se puede determinar el perfil de velocidades de ondas S. La combinación del MASW y del MAM permite obtener perfiles de ondas S a profundidades entre 60m. a 100m.

En ambos métodos se determina una curva de dispersión donde toman prioridad las ondas superficiales ya que estas poseen alrededor del 70 % de la energía del tren de ondas.

Las microtrepidaciones suelen tener frecuencias de 1 a 30 Hz, se las conoce en sismología como el “ruido ambiental” o solo “ruido”, estas no tienen una dirección de propagación específica. La profundidad típica de investigación para la medición de microtrepidaciones en arreglos multicanal es hasta 100m. **Louie (2000)**

Las mediciones en el lugar del terreno a analizar se logran mediante la colocación de los geófonos de forma lineal, como en el MASW, la separación entre ellos es la misma que el método anterior, de 5 m.

Se cuenta también con un sismógrafo, que es el dispositivo multicanal, el cual tiene la función de registrar las vibraciones que capta cada sensor en formato digital. Cada canal tiene la función de grabar los pulsos de corriente de un sensor, el número total de canales determina el número total de receptores que se pueden registrar sincrónicamente e independientemente. Los geófonos son dispositivos altamente sensibles a las vibraciones y cada uno genera un pulso eléctrico proporcional a la intensidad de la vibración. Su frecuencia natural normalmente establece la frecuencia mínima que puede grabar sin amortiguamiento y distorsión significativa. Los geófonos por lo general cuentan con frecuencia de 4,5 Hz a 15 Hz. Los geófonos con acoplamiento de punta dan más alta sensibilidad que los mismos con acoplamiento de plato, estos últimos generalmente se usan para superficies como pavimentos, carreteras, rocas, etc. **Lopez Prado (2016)**

4.3 Metodología de trabajo en campo para ensayo MASW y MAM

En la presa escollera se realizó el ensayo sobre la coronación, se aprovechó los puntos distinguidos con bulones que ya se habían relevado y estaban cada 5m. Sobre cada bulón se colocó un geófono y se formó así una tendida sobre el eje con 24 geófonos de 4.5Hz, cada uno con su base metálica circular para pavimentos, sobrepasando 3 de ellos hacia el estribo derecho desde aguas arriba, perteneciente al estacionamiento.

Luego de la tendida, se conectó el Sismógrafo Geode Geometrics de 24 canales, la cual es la unidad sísmica portátil, independiente y liviana. Los accesorios del Sismógrafo Geode, son los siguientes:

- Cable de interfaz digital: conecta el Sismógrafo a la PC (vía NIB).



Ilustración 22: Cable de interfaz digital.

- Cable de interfaz de red: es el adaptador que hace la conexión entre el cable de interfaz digital y el puerto de red en la PC.



Ilustración 23: Cable de interfaz de red.

- Cable de energía: conecta el Sismógrafo a una fuente de energía (batería).



Ilustración 24: Cable de energía.

- Notebook que tiene instalado el Software SeisImager y Geometrics Seismodule Controller.
- Trigger: se coloca montado sobre la empuñadura de la maza.



Ilustración 25: Trigger.

- Extensión del cable trigger: mide 120 m y hace conexión entre el trigger y el Sismógrafo Geode,



Ilustración 26: Extensión de cable Trigger.

- Cable sísmico para 24 Geófonos separados cada 5 m: envía la información analógica de los geófonos del Sismógrafo Geode para ser digitalizada.



Ilustración 27: Cable Sísmico.

El Sismógrafo fue controlado desde una Notebook mediante el software Geometrics Seismodule Controller.

- Batería de 12v para encender el sismógrafo.

4.3.1 Ensayo del método sísmico MASW.

El croquis de la colocación de los geófonos es el siguiente:

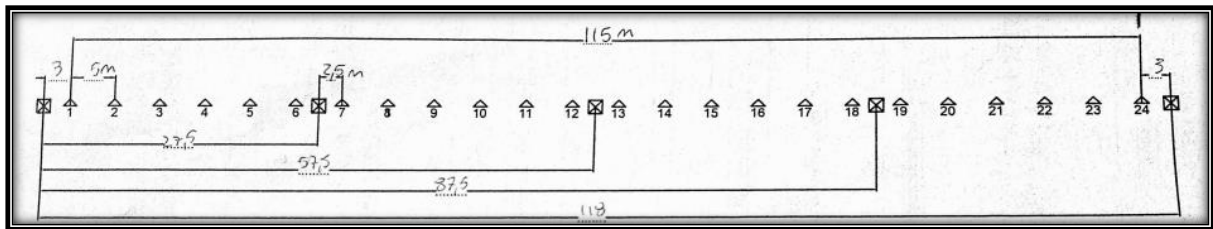


Ilustración 28: Croquis de ubicación de geófonos.



Ilustración 29: Conexión de geófono con cable sísmico.



Ilustración 30: Ubicación de maza de impacto y de colocación de elementos de seguridad.



Ilustración 31: Proceso de golpe sobre tabla de impacto.

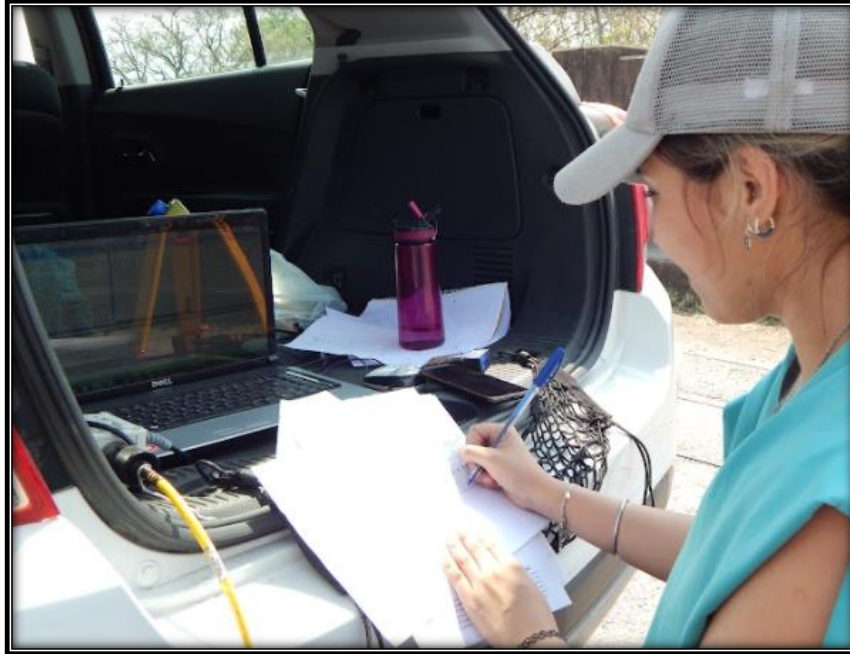


Ilustración 32: Análisis de datos.



Ilustración 33: Zona de trabajo.

Como se puede observar en el croquis, la tendida de los geófonos más las posiciones de los puntos de golpes al principio y final tienen una longitud en total de 118m, sobrepasando un poco en el estribo derecho desde aguas arriba, localizando 4 geófonos en la playa de estacionamiento del lugar. Los golpes con la masa se realizaron a los 118 m, es decir a los 3m anteriores del primer geófono, luego otro golpe a los 27,5m, otro a los 57,5m, otro a los 87.5m

y el último golpe se realizó al comienzo, es decir en el punto de inicio que se ubica a 3 m posteriores del geófono n°24.

En el programa se ingresa la ubicación de los geófonos (cada 5 m), la distancia en donde se harán los golpes a medir (shoot coordinate, posiciones marcadas en el croquis), la cantidad de golpes en cada punto (Stack limit=3), la cantidad de geófonos encendidos (todos), el intervalo de muestreo (5m), la ganancia de 36 dB (All high gain), y por último el programa pide la carpeta en donde se guardarán los archivos que se generen de la medición.

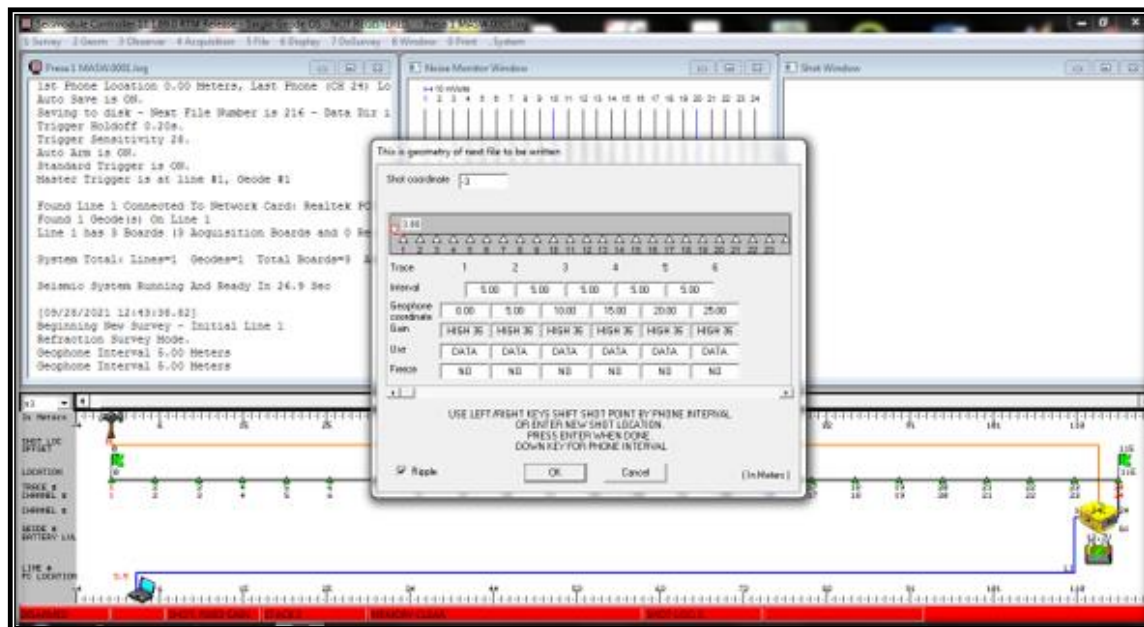


Ilustración 34: Entrada de datos sobre ubicación de geófonos.

En cada punto de golpe marcado en el croquis con un cuadrado y una cruz, golpearon 3 veces el teflón, esto es así ya que se considera que cada golpe es distinto y para minimizar el error de la heterogeneidad de los mismos, el software genera un promedio de los 3 golpes en el punto. Una vez hecho el promedio, el programa genera un archivo y lo guarda en una carpeta. Los datos que se guardan se muestran así:

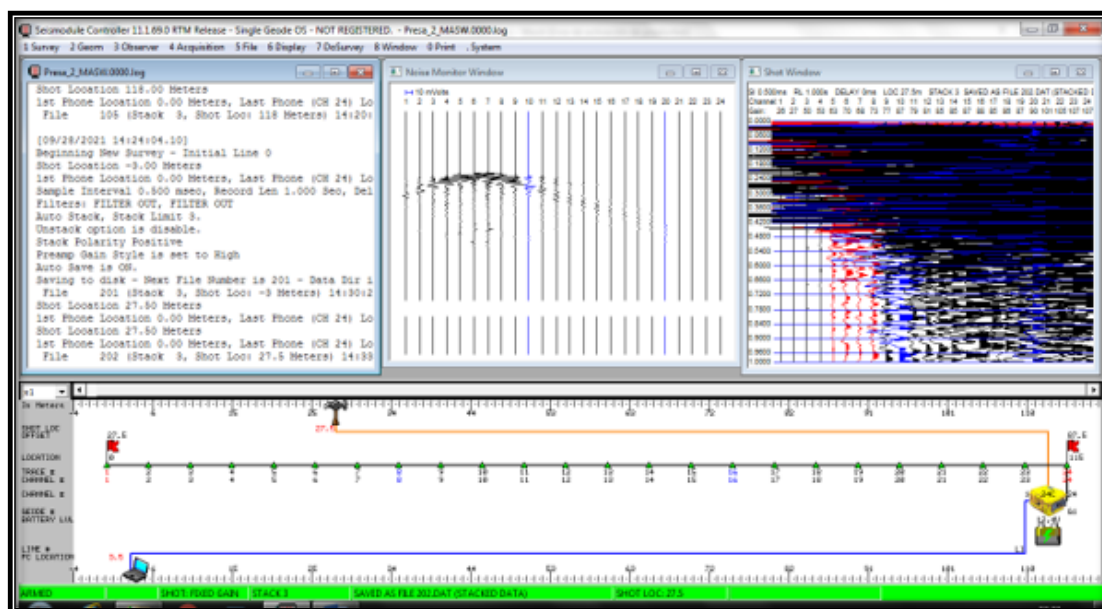


Ilustración 35: Resultados generados de un promedio de tres golpes.

4.3.2 Ensayo del método sísmico MAM.

Para la realización de este proceso se cuenta con:

- Sismógrafo
- Cable sísmico conector de geófonos
- 24 geófonos
- Batería de 12v para encender el sismógrafo
- Computadora con el software instalado Geometrics seismodule controller para la calibración del sismógrafo y obtención de los datos.

El ensayo MAM conserva el mismo croquis del MASW, exceptuando las posiciones de los puntos de golpes que no se realizan ya que en este proceso solo se tiene en cuenta las vibraciones naturales del ambiente

En este proceso, solo se deja a los geófonos en sus respectivas posiciones, estos son sensores que están activos de forma permanente, lo que se hace con el MAM es registrar lo que captan estos sensores en un intervalo de tiempo de 32 segundos (Record Len) con un intervalo de muestreo de 5ms. Aquí no se necesita de golpes, así que en Stack limit se coloca 1, en donde se especifica la coordenada de golpe se coloca cero (shot coordinate). Para comenzar la medición que tardara 32 segundos, se debe apretar la tecla T y empieza a registrarse todas las vibraciones captadas por los geófonos en ese intervalo de tiempo. Mientras se registra, como los geófonos son sensores muy sensibles, toda la gente que este en la medición debe quedarse quieta sin moverse. Este registro se lo repite 21 veces. Por lo que se obtendrán 21 archivos de datos.

El programa muestra los datos de la siguiente manera:

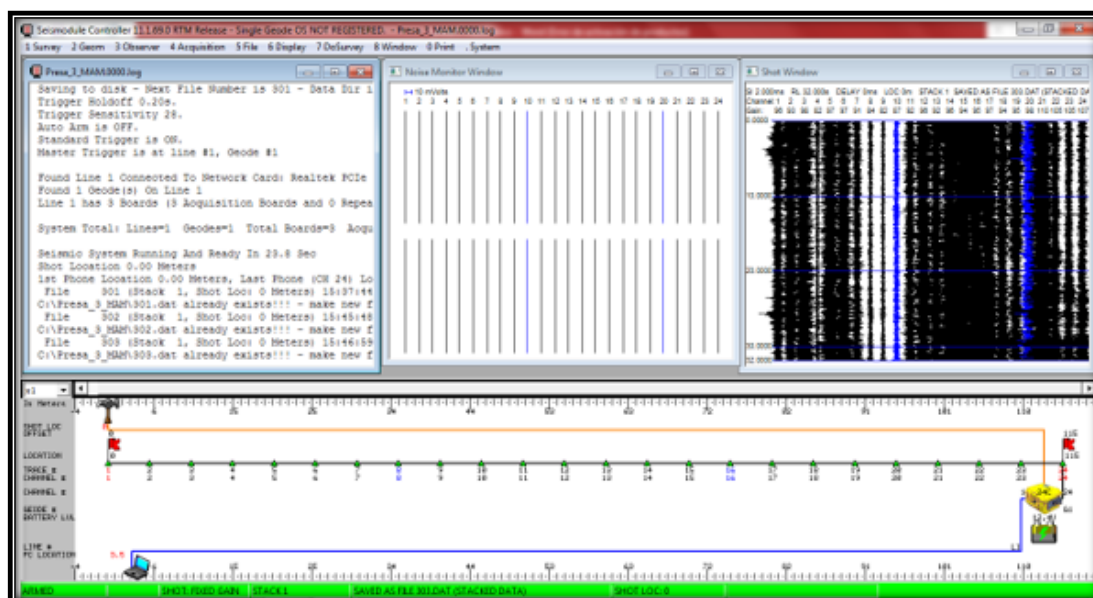


Ilustración 36: Datos de MAM

4.4 Software Utilizado para MASW y MAM

Para la ejecución del ensayo y el registro de datos, se utilizó el software Geometrics Seismodule Controller (SCS), el cual permite manipular el sismógrafo, calibrar los parámetros para la toma de datos, y una vez realizados los ensayos, el software registra la información en la misma computadora donde se encuentra instalado.

Luego, una vez registrados los datos, estos deben ser interpretados, esto se logró con el paquete de programas SeisImager. (Consultar procedimiento completo dentro del software para ambos ensayos en anexo 2)

Los módulos Pickwin, WaveEq y Geo Plot comprenden Seismager/SW y el asistente para el análisis de ondas superficiales, hay un flujo de procesamiento para los datos de MASW 1D de fuente activa y otro flujo de procesamiento para datos MAM de fuente pasiva.

El procedimiento comienza con el ingreso de los datos en Pickwin, un conjunto de datos completo en 1D se considera que contara de al menos con un archivo de fuente activa (un archivo por cada golpe en la tirada del ensayo MASW, en el registro fueron 5 golpes) y un conjunto de datos de fuente pasiva (21 mediciones en MAM), luego con el asistente solo se debe de apretar la tecla enter para ir al siguiente paso que es el cálculo de la curva de dispersión con su respectiva edición y el correspondiente picado sobre la curva. “Method” indica que procedimiento se utilizara. Este parámetro se actualiza automáticamente por el programa en función del tipo de datos que se procesan. Para el procesamiento de datos de fuente activa, el Method es “Phase shift”. Para el procesamiento de datos de fuente pasiva, el Method es “SPAC”.

Al terminar la transformación, se muestra una gráfica de velocidad de fase-frecuencia. Una tendencia de las “amplitudes” picos, que corresponden al grado de ajuste para cada frecuencia, debería ser evidente. Es habitual que el ancho de los picos se amplié mientras que

la frecuencia disminuye debido a que la relación señal-ruido tiende a disminuir con la frecuencia.

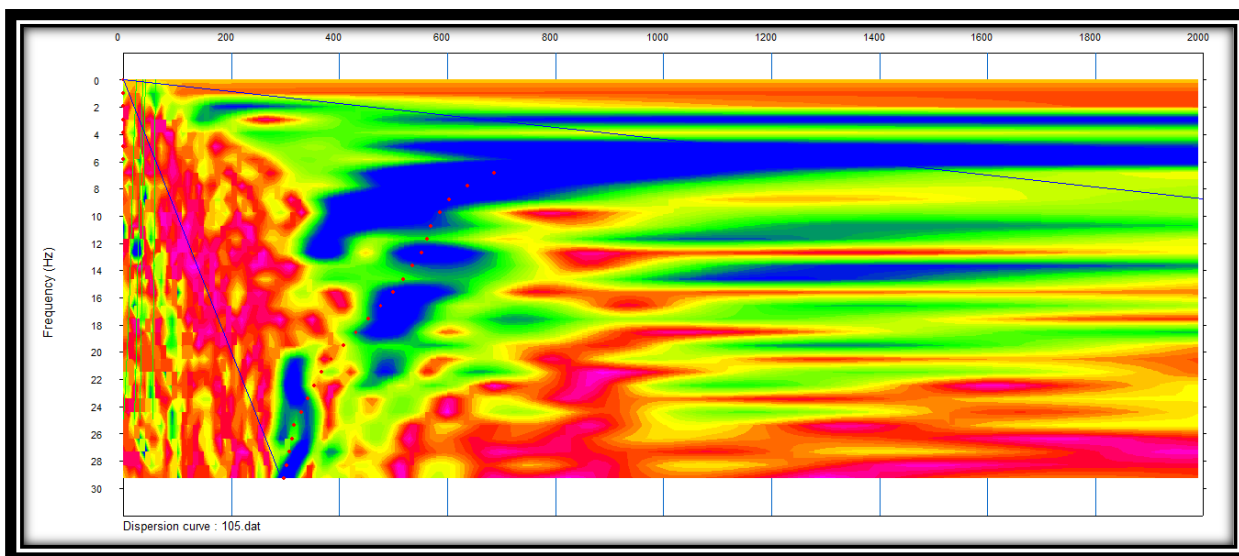


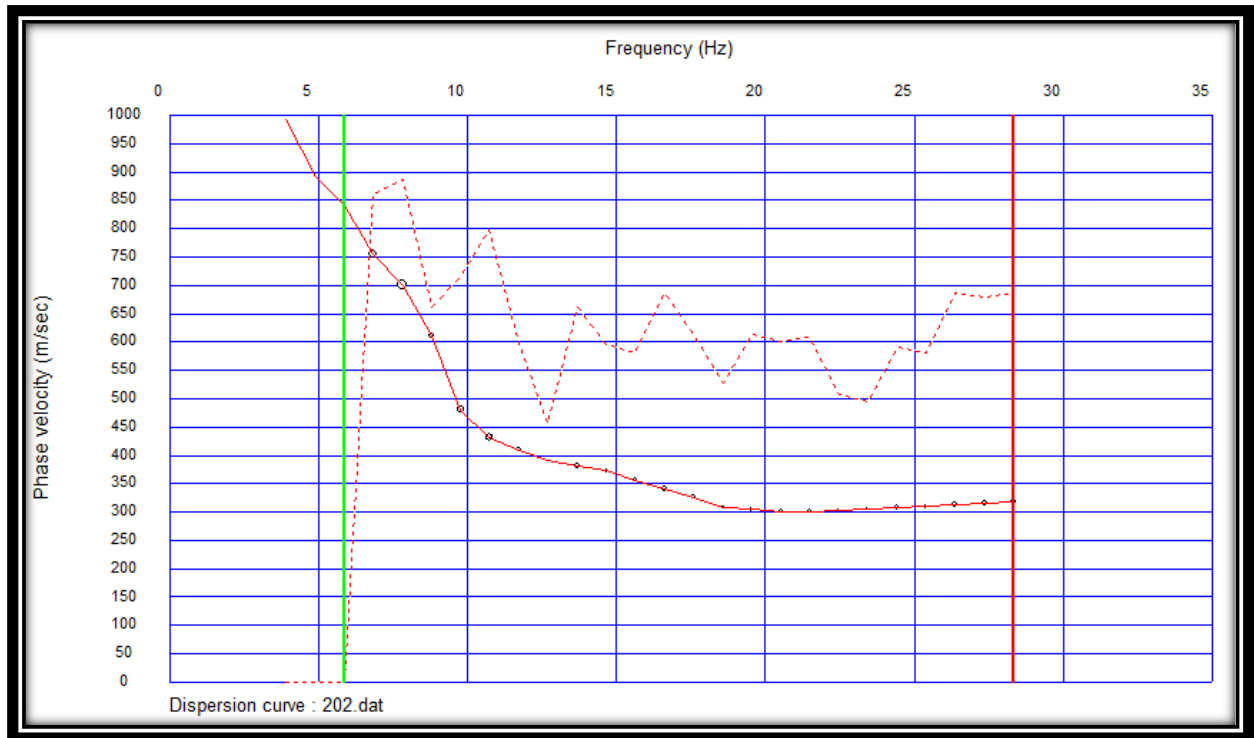
Ilustración 37 Curva de dispersión velocidad de fase – frecuencia.

El picado se realiza automáticamente en la amplitud máxima matemática para cada frecuencia. El par x y de la velocidad de fase y frecuencia definen la curva de dispersión. El picado automático se puede editar manualmente con el mouse haciendo clic individualmente en un nuevo punto o arrastrando el puntero del mouse sobre un rango de frecuencia para establecer una serie de nuevas selecciones. El picado manual se facilita con el botón “Fine color contour” (hace que la curva aparezca con escala de colores como se ve en la imagen).

Una vez que la curva de dispersión se recogió en Pickwin, presionando la tecla enter, el picado se mantiene en la memoria para la importación a WaveEq. WaveEq se utiliza para la edición detallada, inversión y análisis adicionales. en WaveEq la Phase velocity se representa en el eje vertical y la Frequency se representa en el eje horizontal.

A continuación, se deberá editar la curva de dispersión si es necesario. Comúnmente hay picos de ruidos en los extremos de baja y alta frecuencia de la curva, una puerta se ofrece para una fácil edición, para ello, se selecciona de la barra de menú “Dispersión Curves”, luego “Delete picks outside of gate” de esta manera el rango de la frecuencia se puede ajustar visualmente con dos puertas como ejes verticales que van a aparecer en la gráfica de la curva de dispersión (que se muestra a la izquierda). El color rojo indica que la puerta está activa y el color verde indica que la puerta está inactiva. Se usa las teclas flecha derecha/izquierda para mover ambas puertas para luego eliminar los puntos de velocidades de fase que son de mala calidad o falsos que se desea quitar de la curva con solo presionar enter.

Se vuelve a presionar enter para finalizar y seguir al siguiente haciendo click en “yes” a la pregunta “Ready to proceed?”

**Ilustración 38**

A continuación, se configura el modelo inicial de Vs con la profundidad. Seleccione en la barra de menú “MASW (1D)” ⇒ “Initial model”. La configuración por defecto del programa es para calcular el modelo inicial aproximadamente a un tercio de la longitud de onda. Para el valor de Depth (profundidad de 40m), una buena estimación para comenzar es la mitad de la longitud de propagación. El valor predeterminado para en Number of layers (Número de capas) de 15 es adecuado para la mayoría de los casos.

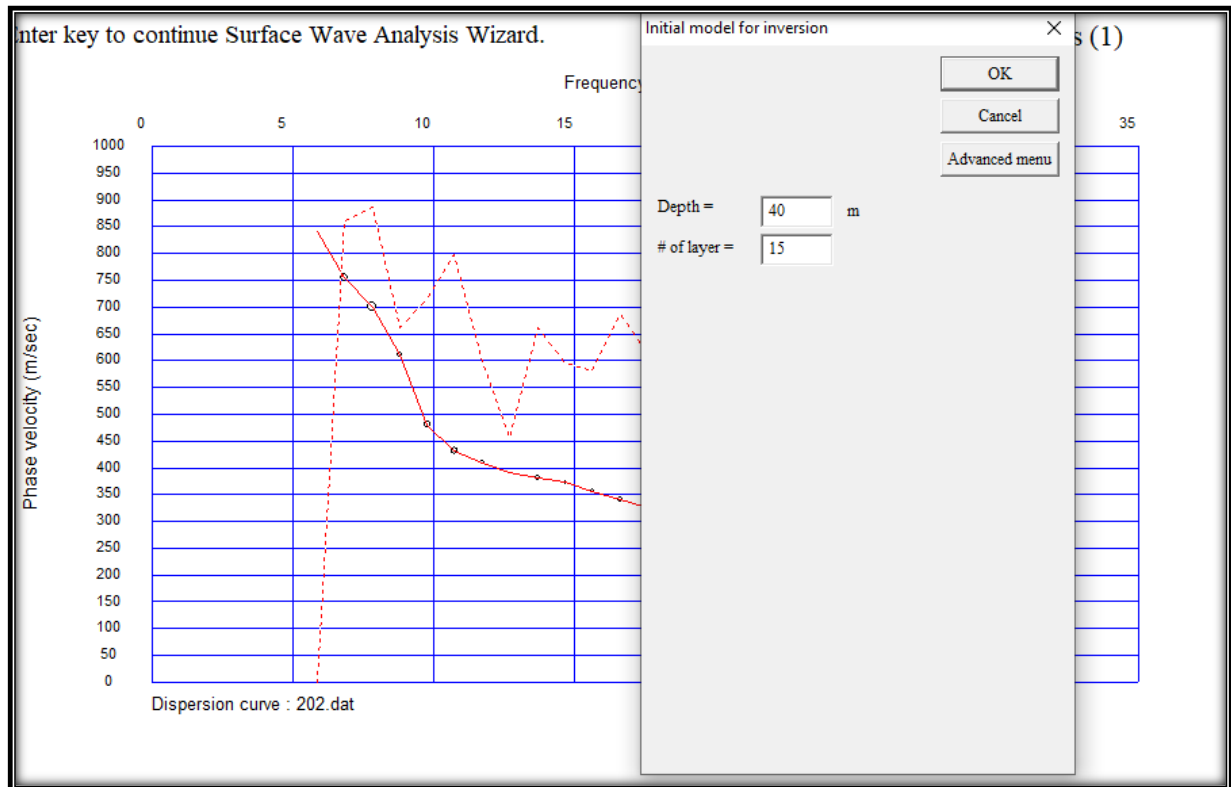


Ilustración 39

Los modelos iniciales son calculados por Based on depth conversion result de forma determinada. Este método utiliza 1.1 veces la velocidad de fase para una estimación de la Vs y aproximadamente un tercio de la longitud de onda para una estimación de la profundidad, la Minimum velocity (phase) y la Maximum velocity (phase) son asignadas automáticamente y corresponden directamente a los valores bajos y altos observados en la curva de dispersión. La Maximum velocity se asigna automáticamente a la capa más profunda.

Para calcular la curva Vs que mejor se ajusta a los datos observados seleccione de la barra de menú “MASW (1D)”, luego “Inversión”. A continuación, establecer el número de iteraciones para la inversión. El programa iterará el número de veces que se indicó hasta converger al mejor ajuste entre el modelo inicial con los datos observados. El proceso matemático se basa en el Método de Mínimos Cuadrados, el cual modifica iterativamente el modelo inicial para minimizar la diferencia a partir de los datos observados. Después de correr mediante un número (por defecto 5 veces), el modelo inicial modificado sale como el modelo final.

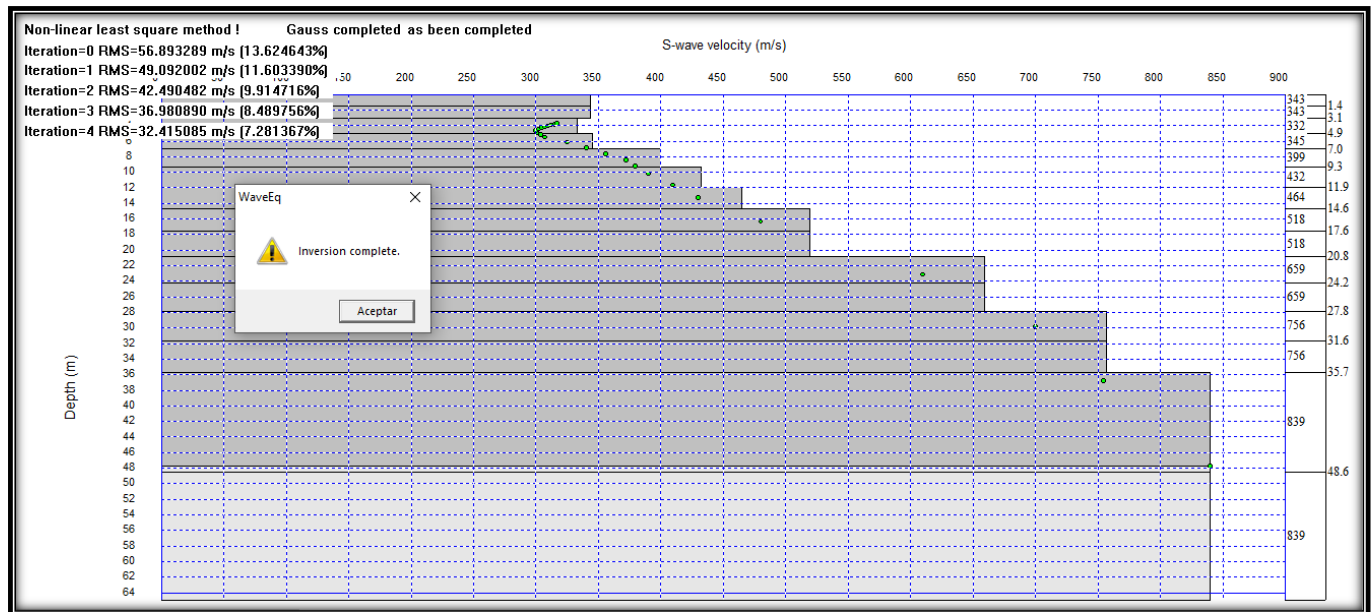


Ilustración 40: Perfil de velocidades Vs en función de la profundidad.

4.5 Resultados de los ensayos.

4.5.1 Resultados del ensayo N° 1 de MASW.

Se debe recordar que sobre el eje de la presa se colocó un tendido de 24 geófonos y sobre éste se ha generado en 5 puntos los golpes con el maso como fuente de ondas. Cada 3 golpes, el programa genera un archivo en donde se ve el registro de vibraciones que han registrado los geófonos a lo largo del tendido. Con el software ya mencionado se ha logrado obtener tablas de resultados para el perfil de velocidades.

Se obtuvo para cada golpe del tendido un archivo al cual se le aplicó un análisis para obtener un perfil de velocidades en función de la profundidad, por lo que se generaron 5 perfiles, estos son el modelo 101, 102, 103, 104 y 105. Con estos datos posteriormente se realizó el promedio en la columna con el nombre Vs MED en la siguiente figura:



"MEDICION MASW 1"						
	101	102	103	104	105	
h [=] m	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	VsMED [=] m/s
0,000	336,993	357,938	401,406	335,036	282,662	342,807
1,429	336,081	354,945	398,563	335,167	285,059	341,963
3,077	332,248	325,488	367,982	341,765	318,814	337,259
4,945	343,537	313,654	347,290	339,949	428,848	354,656
7,033	363,625	337,163	343,656	340,137	529,554	382,827
9,341	385,814	374,500	445,126	340,832	583,023	425,859
11,868	421,011	429,960	554,017	369,217	611,393	477,119
14,615	457,606	462,792	620,954	376,136	613,329	506,163
17,582	530,515	538,191	681,639	384,581	617,954	550,576
20,769	556,712	576,348	731,529	392,493	639,399	579,296
24,176	573,762	590,132	783,125	398,718	638,406	596,829
27,802	589,242	602,777	790,555	402,864	695,476	616,183
31,648	602,226	613,809	823,007	405,388	761,245	641,135
35,714	612,837	623,169	840,058	406,891	799,853	656,562
48,571	615,784	626,118	860,035	406,891	835,013	668,768

Tabla 5: Velocidades de onda obtenidas de MASW 1.

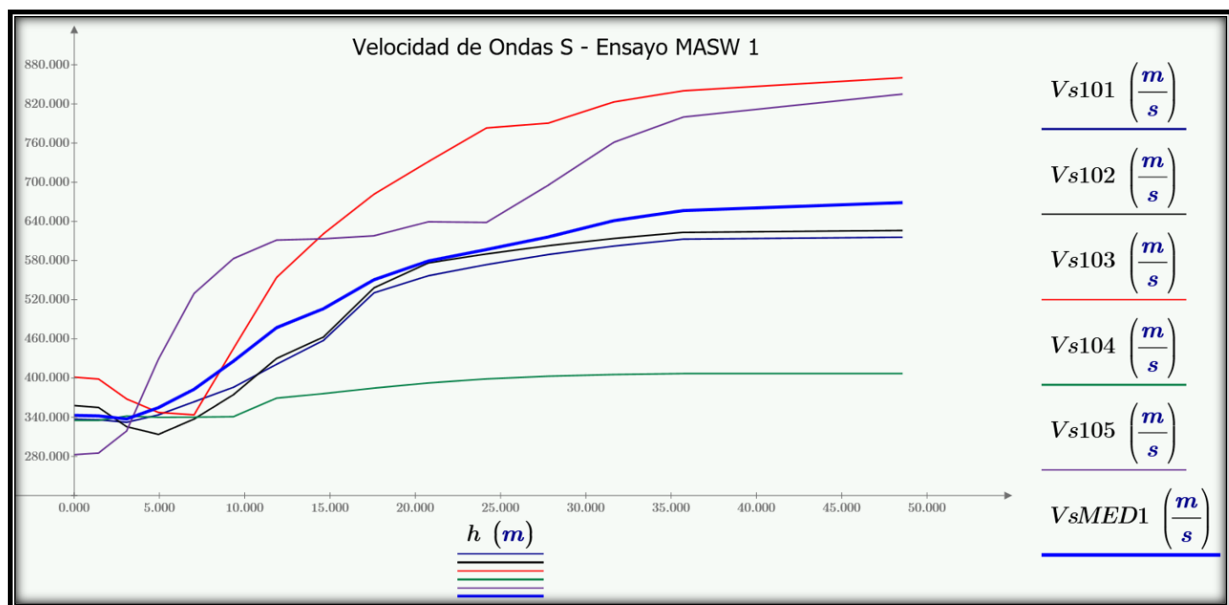


Ilustración 41: Grafico de velocidades de onda obtenidas en MASW 1.

4.5.2 Resultado del ensayo N°2 de MASW

"MEDICION MASW 2"						
	201	202	203	204	205	
h [=] m	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs [=] m/s	Vs MED [=] m/s
0,000	328,648	341,477	303,422	351,222	309,264	326,807
1,429	328,226	338,674	305,343	350,935	308,547	326,345
3,077	331,468	316,601	329,721	355,798	323,505	331,418
4,945	351,907	311,477	371,579	339,086	378,609	350,532
7,033	371,238	364,613	396,727	316,843	484,444	386,773
9,341	377,468	406,694	439,358	318,461	581,169	424,630
11,868	404,944	432,387	509,431	343,284	662,738	470,557
14,615	443,342	491,176	594,248	369,076	698,100	519,188
17,582	501,193	545,275	670,387	384,723	722,842	564,884
20,769	563,030	557,367	708,428	436,589	750,726	603,228
24,176	580,475	614,601	748,788	455,214	754,343	630,684
27,802	628,901	631,123	755,536	470,921	762,658	649,828
31,648	646,373	647,106	845,345	482,964	775,169	679,391
35,714	662,562	661,700	913,945	491,888	790,828	704,185
48,571	670,428	667,543	951,484	493,516	805,092	717,613

Tabla 6: Velocidades de onda obtenidas de MASW 2.

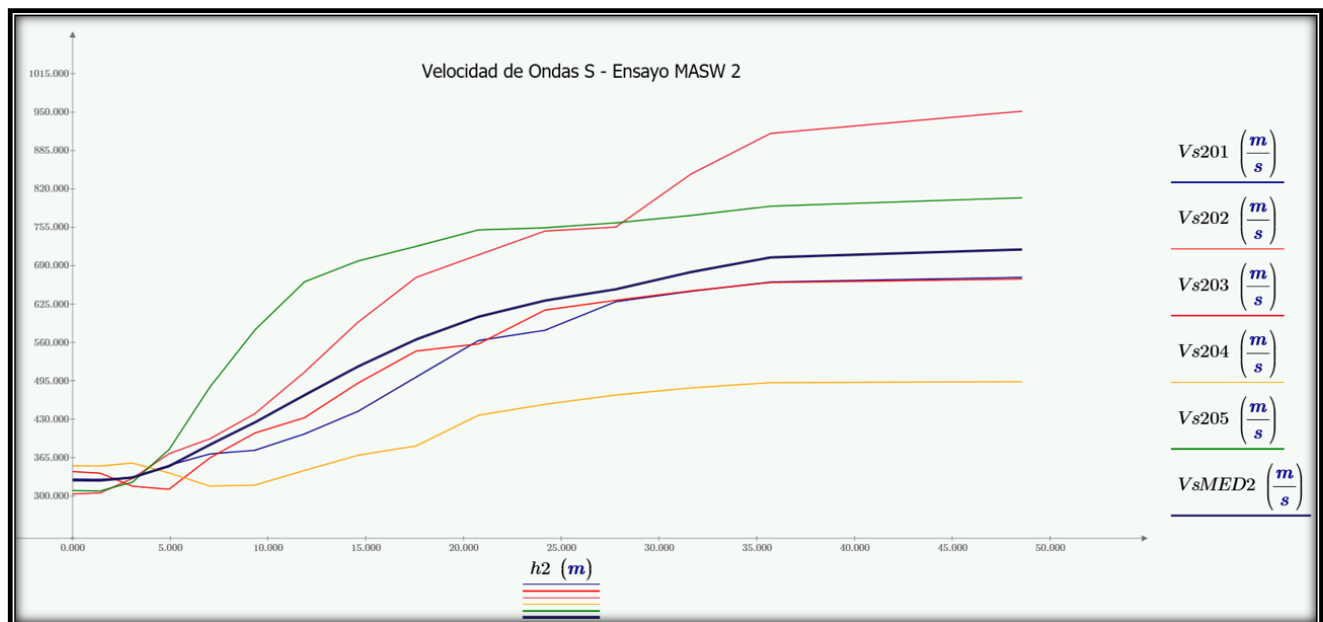


Ilustración 42: Grafico de velocidades de onda obtenidas en MASW 2.

4.5.3 Resultados del ensayo MAM

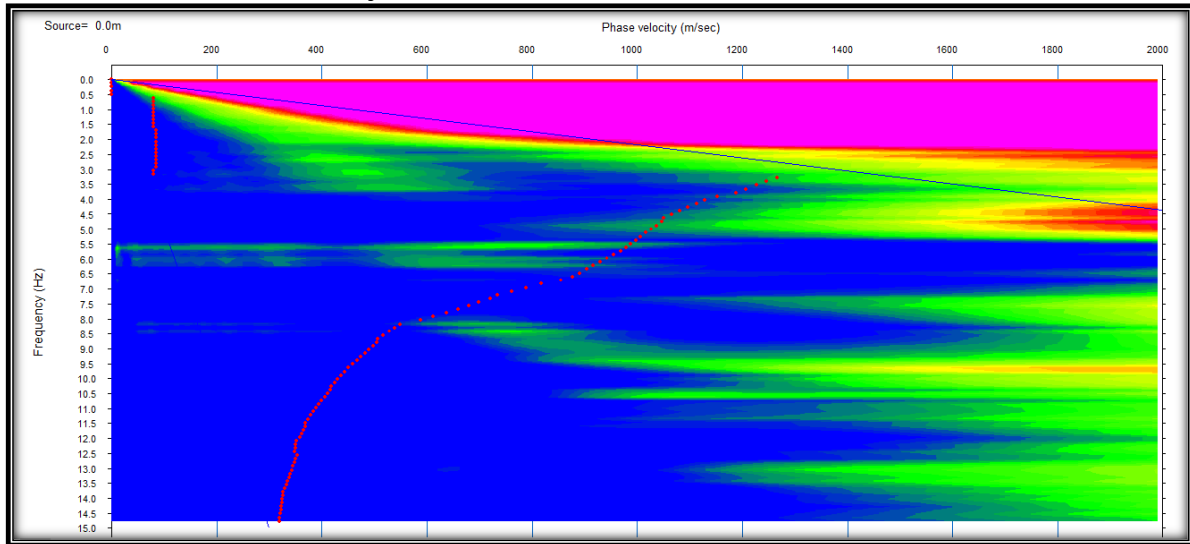


Ilustración 43: - Curva de dispersión velocidad de fase – frecuencia del MAM

Como se ve en la imagen el ensayo MAM tiene mayor dispersión en los datos con amplitudes altas, esto puede deberse a que en la medición hubo mucho ruido ambiental.

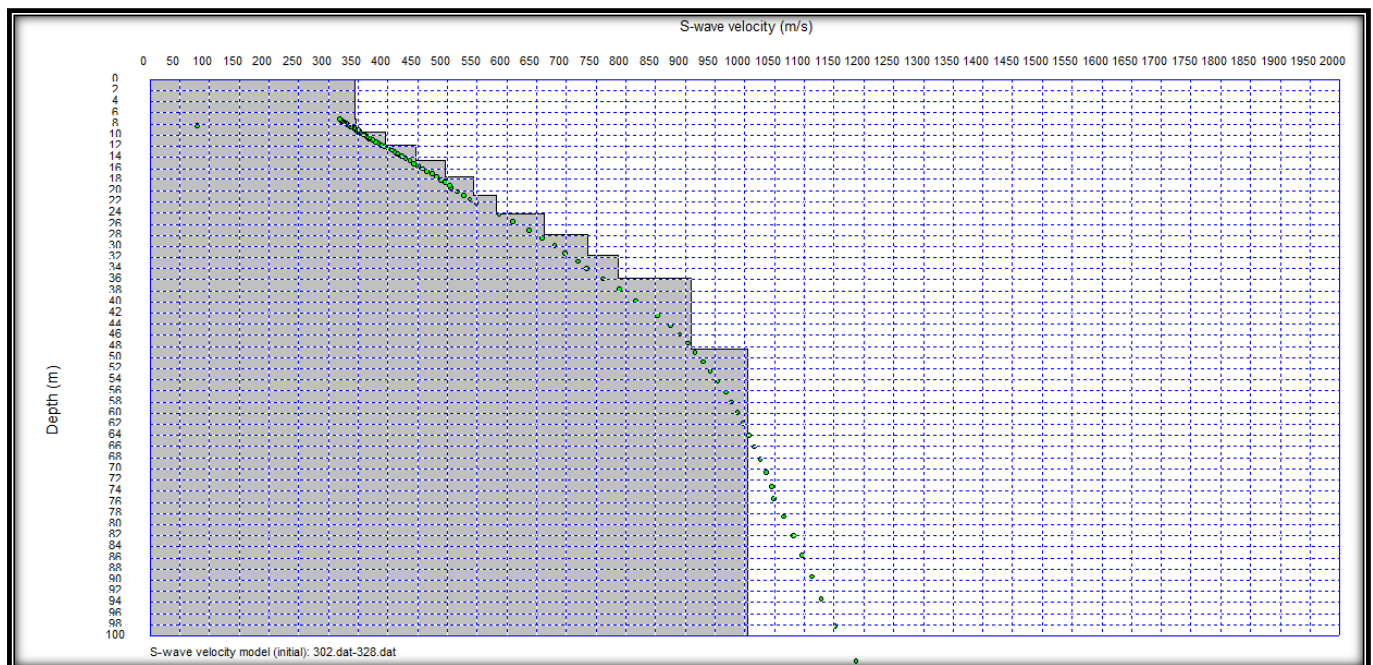


Ilustración 44: - Perfil de velocidades Vs en función de la profundidad del ensayo MAM



MAM	
h [=] m	Vs [=] m/s
0,000	347,466
1,429	345,513
3,077	328,868
4,945	328,596
7,033	350,394
9,341	380,157
11,868	425,485
14,615	460,199
17,582	534,353
20,769	566,530
24,176	577,234
27,802	583,490
31,648	608,780
35,714	718,532
48,571	950,014

Tabla 7: Velocidades de onda obtenidas de MAM.

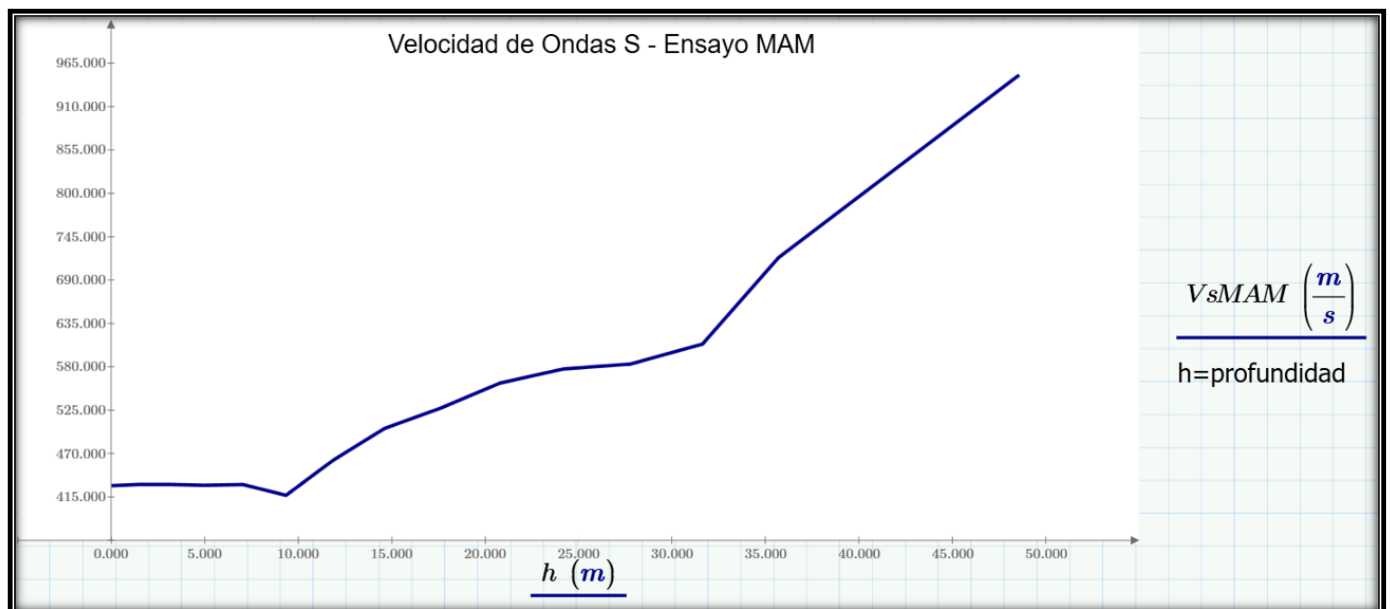


Ilustración 45: Grafico de velocidades de onda obtenidas de MAM.

4.5.4 Resultados definitivos

Los valores obtenidos del ensayo MAM se vieron distorsionados por el ruido ambiental por lo que se adoptó trabajar para los primeros 35m de profundidad únicamente con los datos de los dos ensayos de MASW, sin embargo, para los datos a partir de los 35.714m que es el límite de alcance aproximado del ensayo MASW que se observó en los resultados del programa, se adoptaron las velocidades V_s del ensayo MAM por tener mayor profundidad de alcance. Por lo tanto, en la columna V_s ADOPTADO se puede apreciar los valores de V_s definitivos que se utilizaran para calcular el módulo de elasticidad lineal E para ocupar en el modelado de la presa.

"MEDICION MASW 1 - MASW 2 - MAM"					Vs ADOPTADO
h [=] m	Vs MED1 [=] m/s	Vs MED2 [=] m/s	Vs MED [=] m/s	VsMAM [=] m/s	Vs [=] m/s
0,000	342,807	326,807	334,807	429,258	334,807
1,429	341,963	326,345	334,154	430,756	334,154
3,077	337,259	331,418	334,339	430,813	334,339
4,945	354,656	350,532	352,594	429,781	352,594
7,033	382,827	386,773	384,800	430,681	384,800
9,341	425,859	424,630	425,244	417,049	425,244
11,868	477,119	470,557	473,838	461,599	473,838
14,615	506,163	519,188	512,676	501,870	512,676
17,582	550,576	564,884	557,730	527,310	557,730
20,769	579,296	603,228	591,262	559,227	591,262
24,176	596,829	630,684	613,756	577,234	613,756
27,802	616,183	649,828	633,005	583,490	633,005
31,648	641,135	679,391	660,263	608,780	660,263
35,714	656,562	704,185	680,373	718,532	718,532
48,571	668,768	717,613	693,190	950,014	950,014

Tabla 8: Velocidades de onda adoptados.

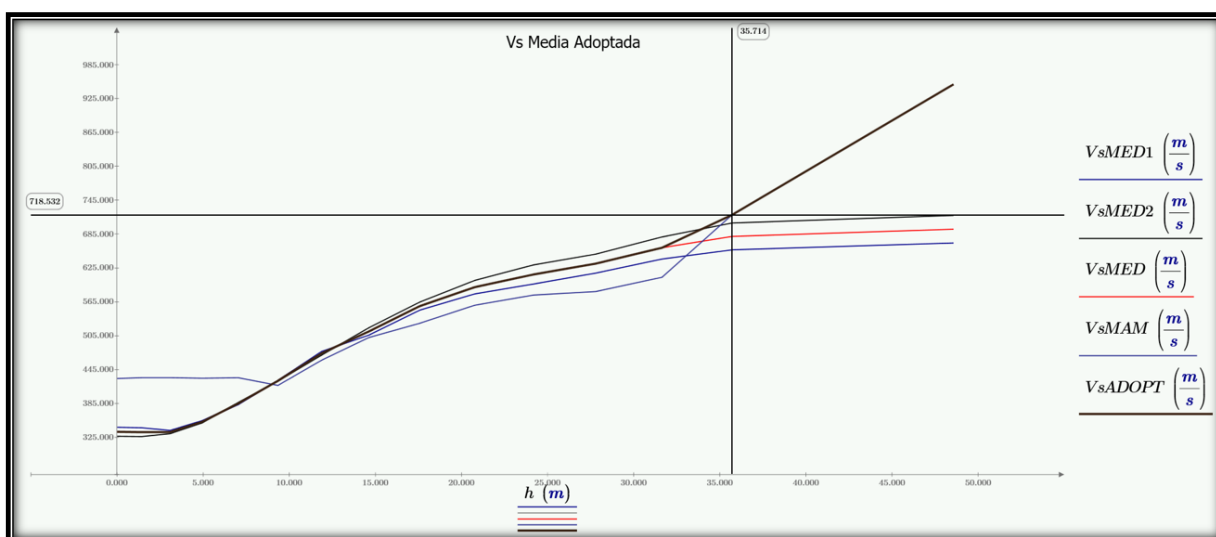
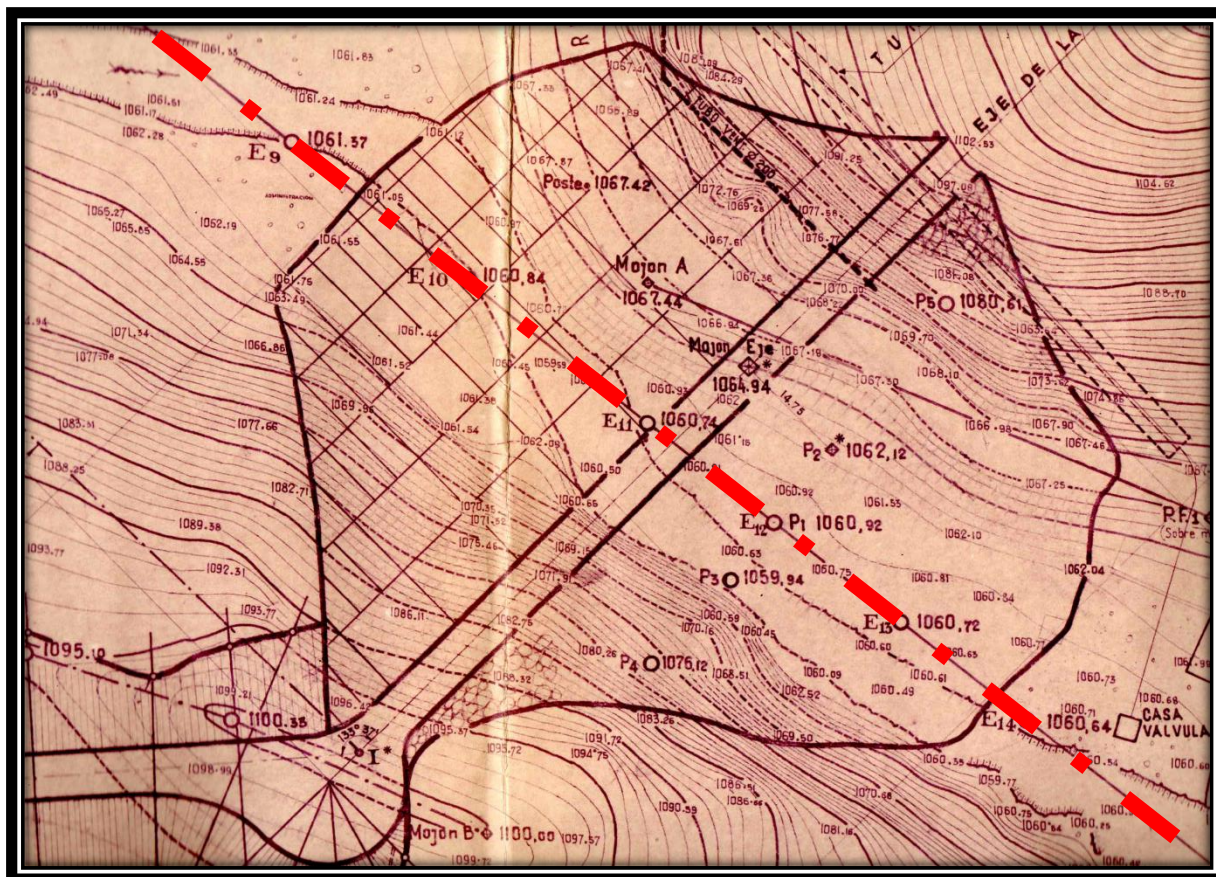


Ilustración 46: Grafico de velocidades de onda de MASW 1, MASW 2, MAM y valores adoptados.

5 Dibujo 2d de la Presa

La presa como tal, se logró representar en una geometría 2d, haciendo uso de los planos originales, mediante la utilización del software de dibujo asistido AutoCAD, para luego ingresar este dibujo al software correspondiente de análisis estructural. Para lograr este objetivo, primero fue necesario realizar una interpretación de los planos, de los cuales se disponía de una carpeta con aproximadamente un total de 60, y un archivo PDF con alguno de ellos digitalizados, para tener una idea de cuál es la geometría que se analizara, en función de ello también, que materiales necesitaremos crear, para así lograr encontrar sus parámetros mecánicos, es así entonces que, en lo siguiente, expresamos la interpretación que se realizó sobre los planos:

1. Se inicio por el plano “Planialtimetrico”, el cual detalla las curvas de nivel de la zona, con la ubicación de los mojones, y con una traza longitudinal, a partir de la cual, se interpreta que el corte transversal de la presa que figura en el plano digitalizado N° 7, imagen 54, es sobre dicho perfil longitudinal.



2. Luego, se logró generar un recorte del plano N°7, “Perfil Tipo del Cierre Principal”, en una calidad de 3665 x 1618 píxeles, para su interpretación:

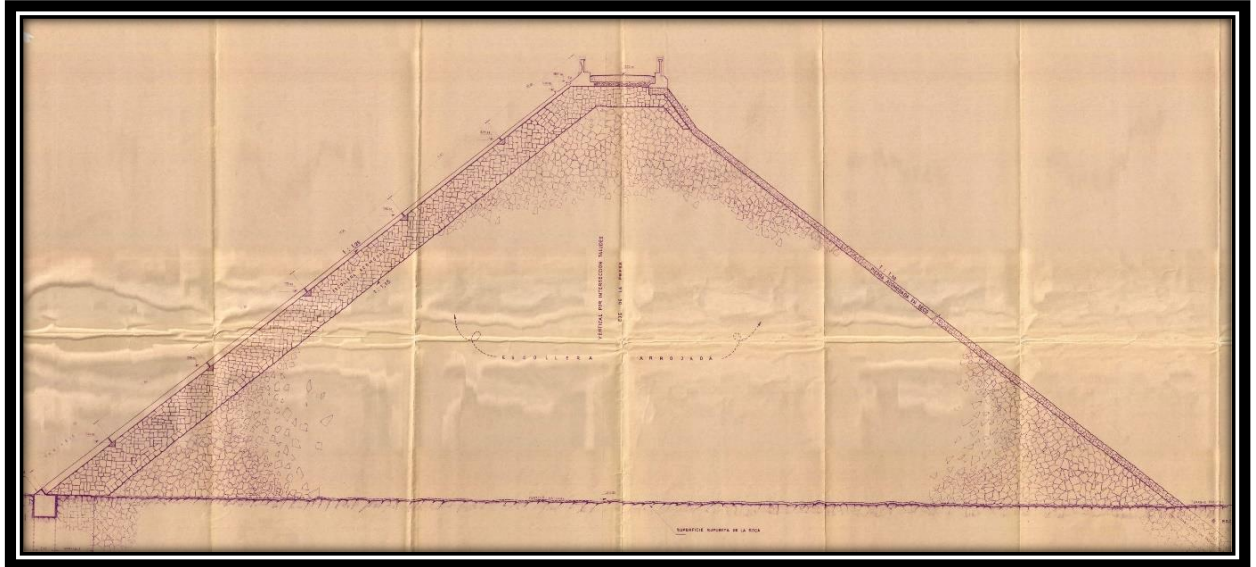


Ilustración 48: Plano vista en corte de la presa.

Esta imagen, se ingresó al software AutoCAD, la cual primero se modificó su escala a la de 1:100, y se buscó generar mediante “Polilínea”, el perímetro de los elementos estructurales de la presa y de fundación correspondiente a

- Plinto
- Pantallas
- Roca Acomodada
- Roca Arrojada (Rockfill)

Luego simplemente se generaron “superficies” a partir de las “polilíneas” creadas.

3. Luego, en cuanto al dibujo de la fundación, se hizo uso del plano N° 8, “Diente de Fundación y Pantalla de Inyecciones Presa Principal”, imagen 55, para el cual, en el detalle “Diente de Fundación de la Pantalla” se interpretó, que el Muro Colado, tiene una medida de 15 metros de profundidad, por 2 metros de ancho, en donde los 2 metros finales en vertical, se encuentran empotrados en el estrato de roca.

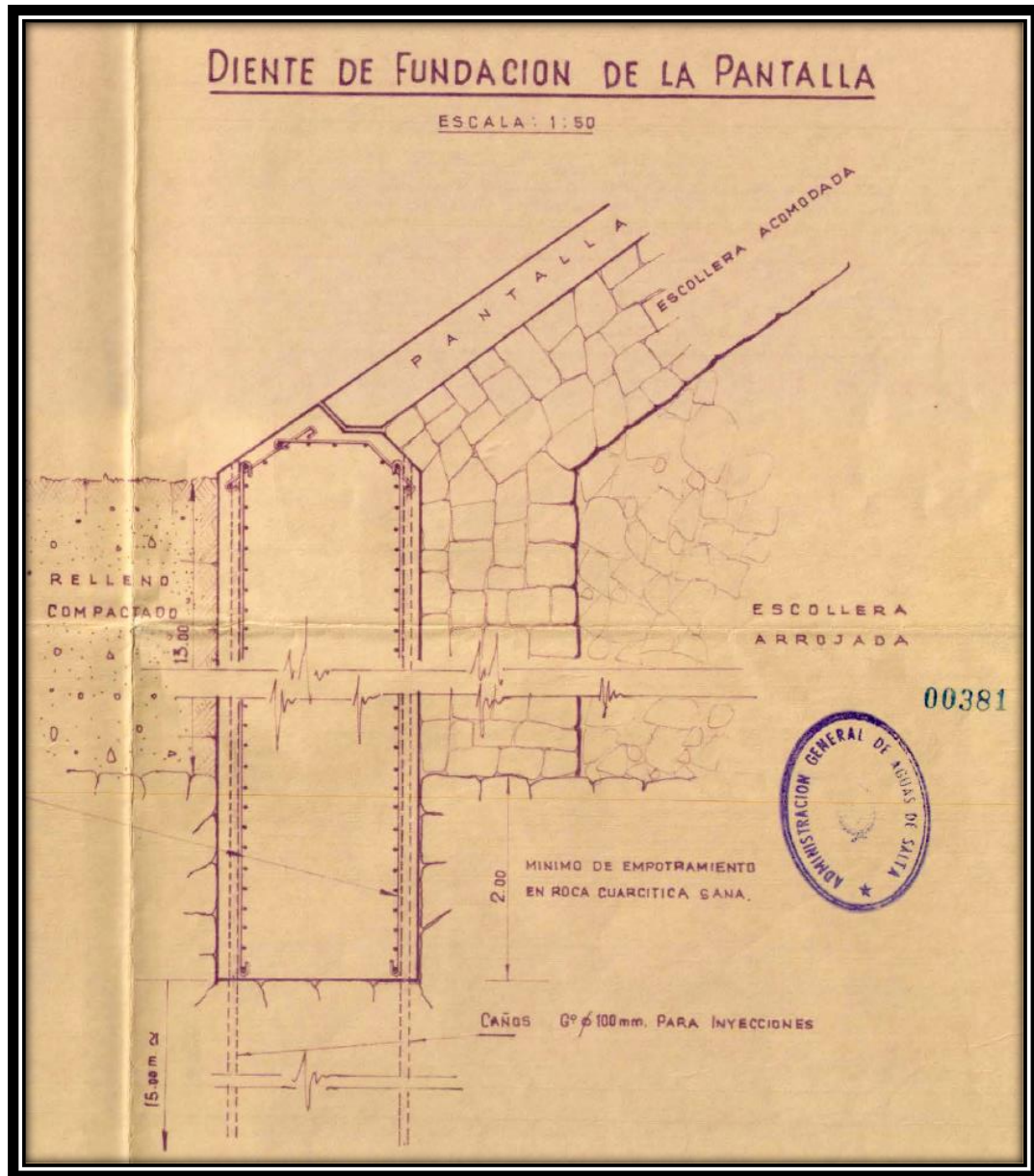


Ilustración 49: Corte del plinto de la presa.

- Se genera así la geometría de los elementos correspondientes a:
- Estrato “Relleno Aluvial” de 13 metros de profundidad.
 - Estrato de “Roca” de 35 metros de profundidad y 250 metros en horizontal, en donde se verifico que los desplazamientos en los bordes no superan el milímetro.
 - Muro Colado
4. Una vez generadas estas superficies, se creó un archivo destinado a DIANA FEA, y desde el software se importa la geometría CAD, con las superficies.

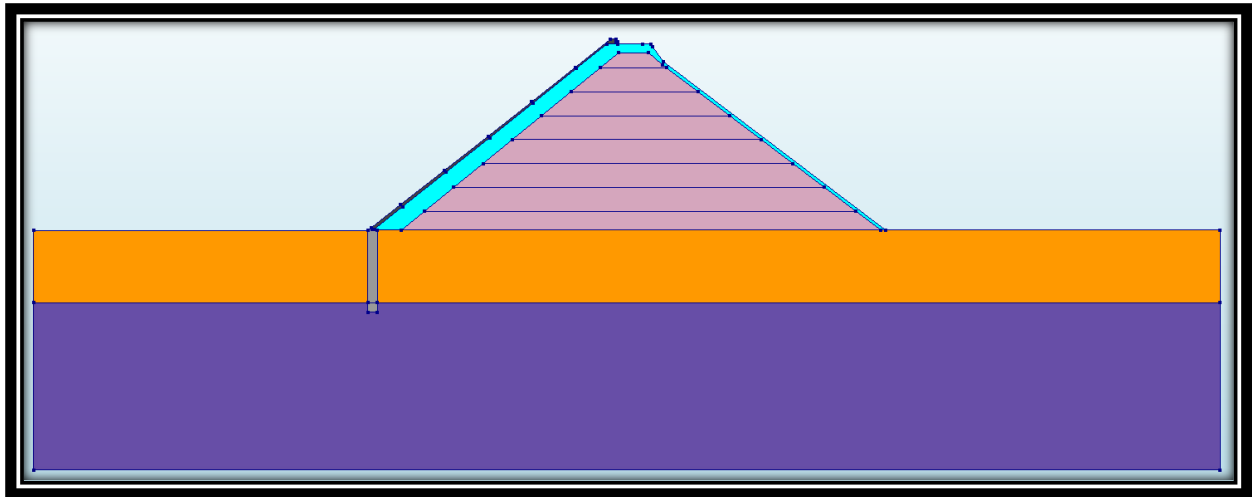


Ilustración 50: Dibujo 2d del modelo en DIANA.

Como se observa en la imagen, se generaron “fajas” en la escollera, la razón de esto se explicará más adelante.

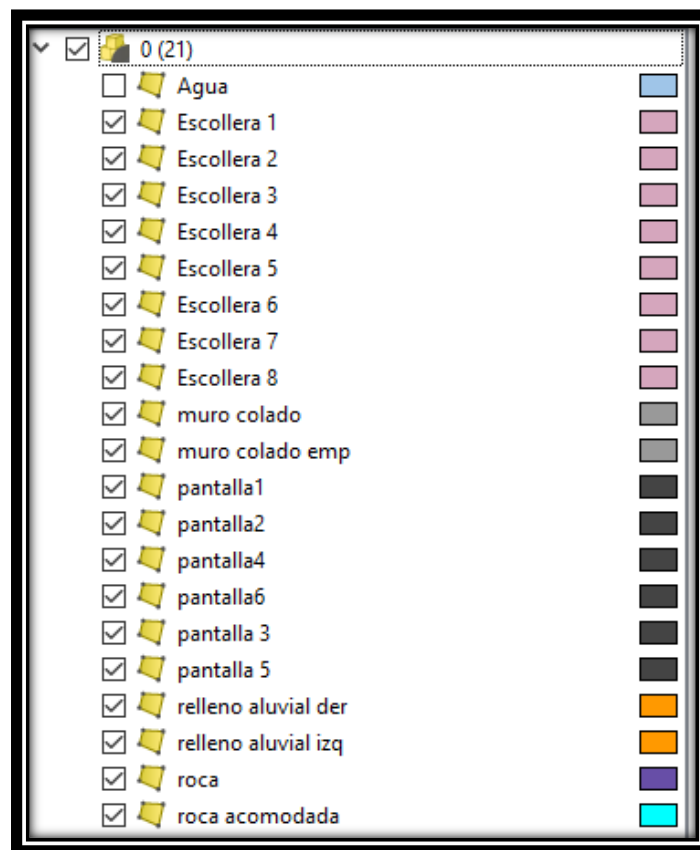


Ilustración 51: Lista de elementos creados en DIANA.



6 Determinación de Parámetros Mecánicos

Para la realización del análisis mecánico fue necesario obtener ciertos parámetros de los materiales que constituyen los elementos estructurales de la presa, y son estos los que definen el comportamiento global de la estructura, y en lo que sigue, detallaremos como se obtuvieron estos parámetros para cada elemento:

- **Plinto y Pantallas:** Ambos elementos son de Hormigón Armado, por lo que son analizados para mediante un modelo elástico lineal, y simplemente se requiere su Modulo de Elasticidad y Peso específico. Por simplicidad, se determinan estos valores para un Hormigón H-20, para lo cual se recurre a la norma CIRSOC 201, y 101.
- **Roca Acomodada y Rockfill:** Estos materiales consisten en granos grandes de roca cuarcítica de entre 40cm a 1m (Espinoza 2010), por lo que tenemos un conjunto de material rocoso, el cual fue modelado como material granular, utilizándose un modelo elastoplástico no lineal, siendo estos el modelo de Mohr- Coulomb y Drucker Prager, requiriendo estos módulo de elasticidad, ángulo de fricción interno, y ángulo de dilatación, en donde a la cohesión se la supone con un valor de 0, ya que estamos ante un material puramente friccionante, pero en caso de ser necesario, se podrá adoptar un valor de 1 (en unidades correspondientes), para evitar una posible divergencia durante la corrida del modelo numérico (Manual DIANA), y para la obtención de los mismos, se utilizaron métodos de prospección geofísicos, como así también consultar en la bibliografía correspondiente. Además de otros parámetros elásticos, también se realizó un análisis de infiltraciones, requiriendo por tanto un valor de porosidad y conductividad hidráulica.
- **Relleno Aluvial y Estrato de Roca:** Ambos materiales constituyen la fundación de la Presa y los mismos influyen en los asentamientos de la misma, por lo que su análisis es igual de importante, por ello es que, se analizaron con la misma metodología mencionada para la Roca Acomodada y el Rockfill, sin embargo, algunos parámetros son más fáciles de obtener.

Presentamos en la siguiente tabla resumiendo lo explicado anteriormente.

Parámetros	Plinto	Pantallas	Roca Acomodada	Rockfill	Relleno Aluvial	Estrato de Roca
Módulo de Elasticidad	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Módulo de Elasticidad Transversal	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Peso Especifico	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Coefficiente de Poisson	✓	✓	✓	✓	✓	✓



Angulo de Fricción Interno			✓	✓	✓	✓
Angulo de Dilatancia			✓	✓	✓	✓
Cohesión			✓	✓	✓	✓
Porosidad			✓	✓	✓	✓
Coefficiente de Rankine			✓	✓	✓	✓
Conductividad Hidráulica	Impermeable	Impermeable	✓	✓	✓	✓

Tabla 9: Lista de materiales para crear.

En lo que sigue, detallaremos como es que se obtuvieron todos estos parámetros para cada tipo de material.

6.1 Plinto y Pantallas

Todos los parámetros requeridos para estos elementos fueron obtenidos mediante el uso de las normas CIRSOC 201 y 101.

6.1.1 Módulo de Elasticidad

Al suponer un hormigón H-20, se hace uso de la siguiente formula extraída de norma CIRSOC 201:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

Donde el valor f'_c debe ser ingresado en MPa, entonces:

$$E = 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa}$$

6.1.2 Módulo de Elasticidad Transversal:

Es bien conocida la expresión:

$$G_c = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Suponiendo un valor de $\mu=0.2$:

$$G = \frac{21019}{2(1 + 0.2)} = 8758 \text{ MPa}$$

6.1.3 Peso específico:

De CIRSOC 101, Tabla 3.1 “Pesos unitarios de los materiales y conjuntos funcionales de construcción” extraemos:

$$\gamma_c = 25 \frac{kN}{m^3}$$



6.2 Roca Acomodada y Rockfill

Del libro publicado por el “SPANCOLD”, denominado “Criterios Para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas”, se logró extraer el siguiente cuadro que nos da una estimación de ciertos parámetros mecánicos:

Material	Resistencia		Resistencia al corte sin drenaje s_u (kPa)	Deformabilidad	
	c (kPa)	ϕ (°)		E (MPa)	ν (adimensional)
Escolleras	0	40 ⁽¹⁾	*	100	0.30
Gravas limpias	0	35	*	200	0.30
Gravas arcillosas	10	30	*	150	0.35
Todo uno de rocas débiles	20	25	*	50	0.35
Suelos arcillosos	50	22	100	10	0.35
Filtros y drenes	0	35	*	10	0.30

(1) El ángulo de rozamiento puede variar con la presión de confinamiento de forma logarítmica $\phi = \phi - \Delta \phi \log_{10} \sigma_3/p_a$ donde p_a = presión atmosférica. El valor indicado correspondería a $\sigma_3 = p_a$. Valores de $\Delta \phi$ en el rango de 5° a 10° deben ser esperables. En todo caso, salvo justificación específica, debe suponerse $\phi \leq 60^\circ$.

Ilustración 52: Parametros geotécnicos orientativos de materiales compactados (Fuente: SPANCOLD).

Extraemos entonces un valor de Cohesión nulo, el ángulo de fricción interno que adoptado debería rondar 40°, y el módulo elástico y el coeficiente de Poisson, admitirían valores de 100 MPa, y 0.3 respectivamente.

6.2.1 Módulo de Elasticidad Transversal:

A partir de los ensayos MAM y MASW, se conoce la velocidad media de la onda de corte en función de la profundidad, por lo que se decidió dividir la escollera en fajas horizontales, para así asignarle una velocidad media de onda de corte para cada una de ellas.

Se debe calcular el V_s aplicando la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} ;$$

En donde, V_s es velocidad media de la onda de corte, G es modulo transversal elástico, ρ es Densidad, debemos fijar así el Módulo de Elasticidad Transversal, o la Densidad.

Se estima que la porosidad de la Escollera ronda valores entre 0.25 a 0.4 (Gonzales Ortega, 2004), por lo que se adopta 0.4 para la primera faja, y mediante una variación lineal, se llega a 0.25 en la última faja, y determinando el Peso Específico de la roca maciza, logramos estimar la Densidad del Rockfill, y así despejar finalmente, la variable G , y por ende obtener E , para cada faja.

6.2.2 Peso Específico de la Roca

Lo primero que se hizo fue buscar en los planos, la ubicación del yacimiento de donde se extrajo el material para la Escollera.

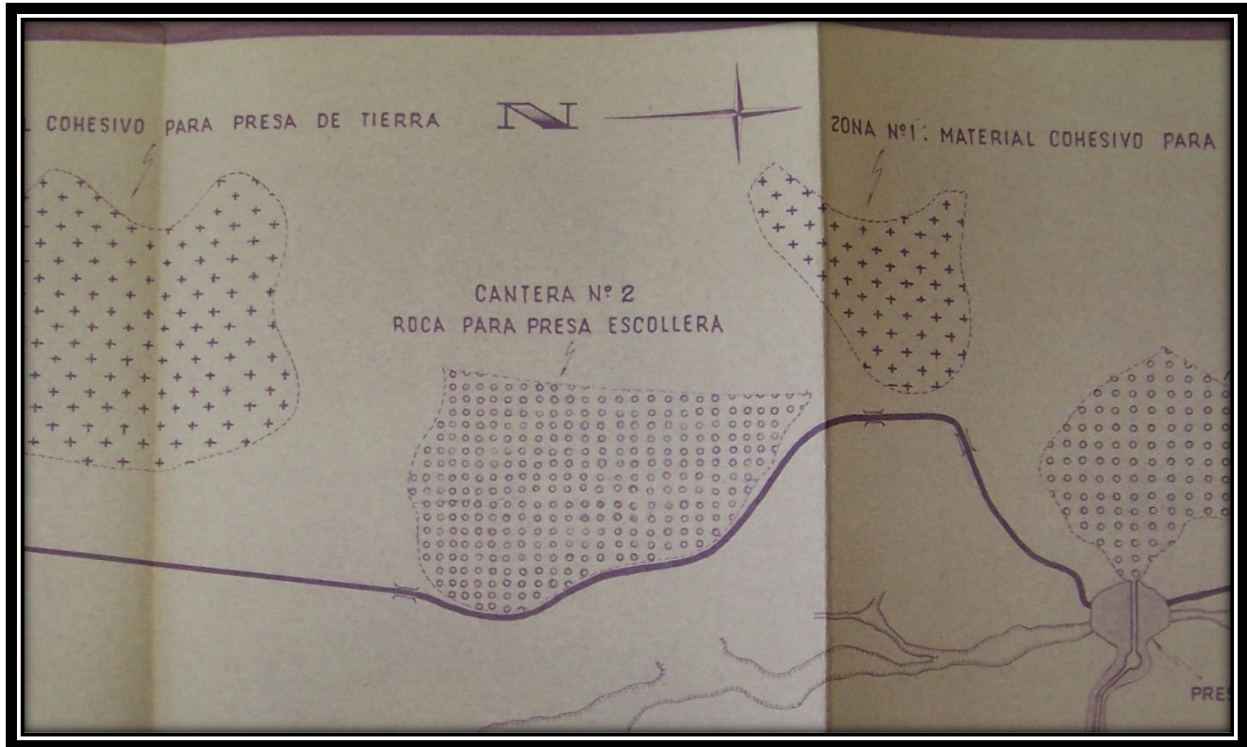


Ilustración 53: Plano de ubicación de zona de extracción de la roca rockfill para el armado de la presa.

Luego, mediante una superposición de esta imagen con una imagen satelital, se logró estimar la ubicación del yacimiento.



Ilustración 54: Superposición de imagen satelital con imagen extraída del plano de ubicación de yacimientos.

Se logro encontrar así la ubicación de uno de los yacimientos de donde se extrajo material para la construcción de la Escollera. Una vez allí, se extrajeron muestras representativas para realizar el ensayo.



Ilustración 55: Cerro de donde se extrajo el rockfill.

A partir de la “*Guía de Laboratorio*” utilizada en la catedra de “*Conocimiento y Estudio de Materiales*” de la Universidad Católica de Salta, se logró reproducir el ensayo de “*Peso Específico*” para el agregado grueso dado en la “*Guía de Laboratorio N° 2*”, el cual realizamos para cada roca de forma individual, mediante el siguiente procedimiento:

1. Se enumeran las muestras utilizando un fibrón permanente y verificando que las mismas entran en el recipiente a utilizar sin tocar los bordes ni el fondo del mismo.



Ilustración 56: Muestras de roca para ensayo.



2. Se pesan todas las rocas en la balanza, y se anota su valor Ps.
3. Se atan las muestras a un hilo muy fino, para luego ingresar estas en el recipiente desde arriba.
4. Se coloca agua en el recipiente hasta $\frac{3}{4}$ de su altura, y se coloca sobre la balanza, para luego tarar la misma y colocar la lectura en 0.
5. Se van sumergiendo las muestras dentro del recipiente, hasta quedar cubiertas totalmente, verificando siempre que no se toquen ni los bordes, ni el fondo.
6. Se toman las lecturas de la balanza, y se registra el volumen Vm.

Del ensayo resulta la siguiente tabla:

Muestra	Peso Seco (PS) [=] gr	Volumen (Vm) [=] cm ³	Peso Especifico [=] $\frac{gr}{cm^3}$
1	98,8	38,4	2,573
2	136,5	52,7	2,590
3	214,5	82,3	2,606
4	108,6	43,2	2,514
5	151,8	58,6	2,590
6	165,9	64,6	2,568
7	188,2	72,6	2,592
8	200,4	77,5	2,586
9	165,3	-	-
10	51,8	20,1	2,577
			$\frac{\sum P_i}{n}$ 2,577

Tabla 10: Resultados de ensayo de densidad.

Se determina que el Peso Específico de la Roca Cuarcítica es de $25,77 \frac{kN}{m^3}$, por lo que la Densidad estimada del Rockfill queda:

$$V_v = \frac{\gamma_{RC} - \gamma_R}{\gamma_R}$$

$$\rho_R = \frac{\gamma_R}{g} = \frac{\gamma_{RC}}{g(1 + V_v)} = \frac{25770}{9.81(1 + V_v)}$$

El módulo de elasticidad se obtiene a partir hacer variar V_v , y aplicando la siguiente expresión:

$$2(1 + \mu)G_{RA} = E_{RA}$$

$$2(1 + \mu)G_R = E_R$$

Donde G_{RA} y G_R es el módulo elástico transversal de la Roca Acomodada y Rockfill, respectivamente. Los valores del módulo elástico a utilizar son calculados en el capítulo siguiente.

Para la obtención del ángulo de fricción interno, y el ángulo de dilatancia, se recurrió al libro “*Soil Mechanics in Engineering Practice*” de Karl Terzaghi, de donde se extrae de pagina 150, el siguiente cuadro:

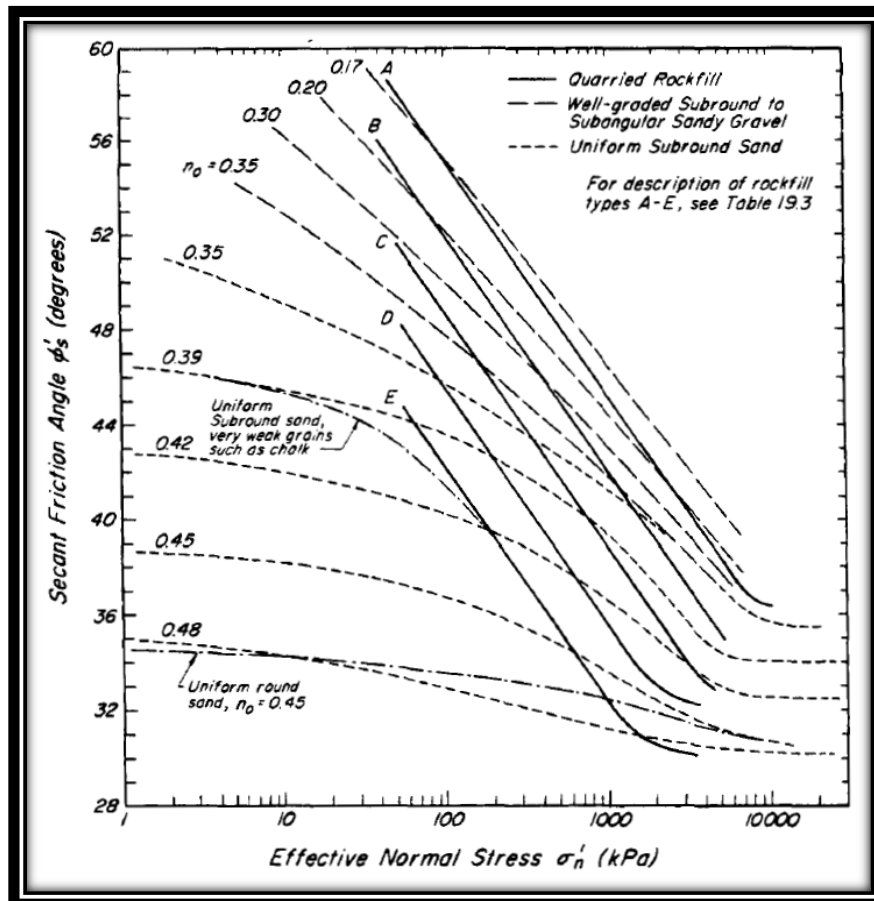


Ilustración 57: Ángulo de fricción interno para distintos materiales (Fuente: *Soil Mechanics in Engineering Practice*).

En el grafico se observan distintos materiales, en donde “Quarried Rockfill” se corresponde con la piedra partida, aquella que se obtiene a partir de la voladura de roca madre. El grafico además muestra 5 tipos distintos de rockfill según la resistencia a la compresión simple de la roca.

Rockfill Grade	Particle q_u (MPa)
A	≥ 220
B	165–220
C	125–165
D	85–125
E	≤ 85

Tabla 11: Resistencia a compresión simple para distintos grados de Rockfill

roca intacta	resistencia a compresión simple (Mpa)	
	valores medios	rango de valores
Andesita	210-320	100-500
Anfibolita	280	210-530
Anhidrita	90	80-130
Arenisca	55-140	30-235
Basalto	150-215	80-350
Caliza	80-140	60-200
Cuarcita	200-320	100-500

Tabla 12: Resistencia a compresión simple para roca intacta.

Por lo que, buscando en la bibliografía correspondiente a Mecánica de Rocas, se logró encontrar la resistencia estimada de la cuarcita.

De esta tabla entonces, se ha encontrado que la resistencia ronda valores de 200 a 320 Mpa, por lo que se corresponde con el material A de la tabla.

Ahora bien, se observa además que el ángulo de fricción depende de la tensión normal efectiva σ'_n , es por ello, que se debe realizar un primer análisis mecánico de todo el conjunto, con parámetros semejantes a los que tendríamos para nuestra presa, así se obtiene:

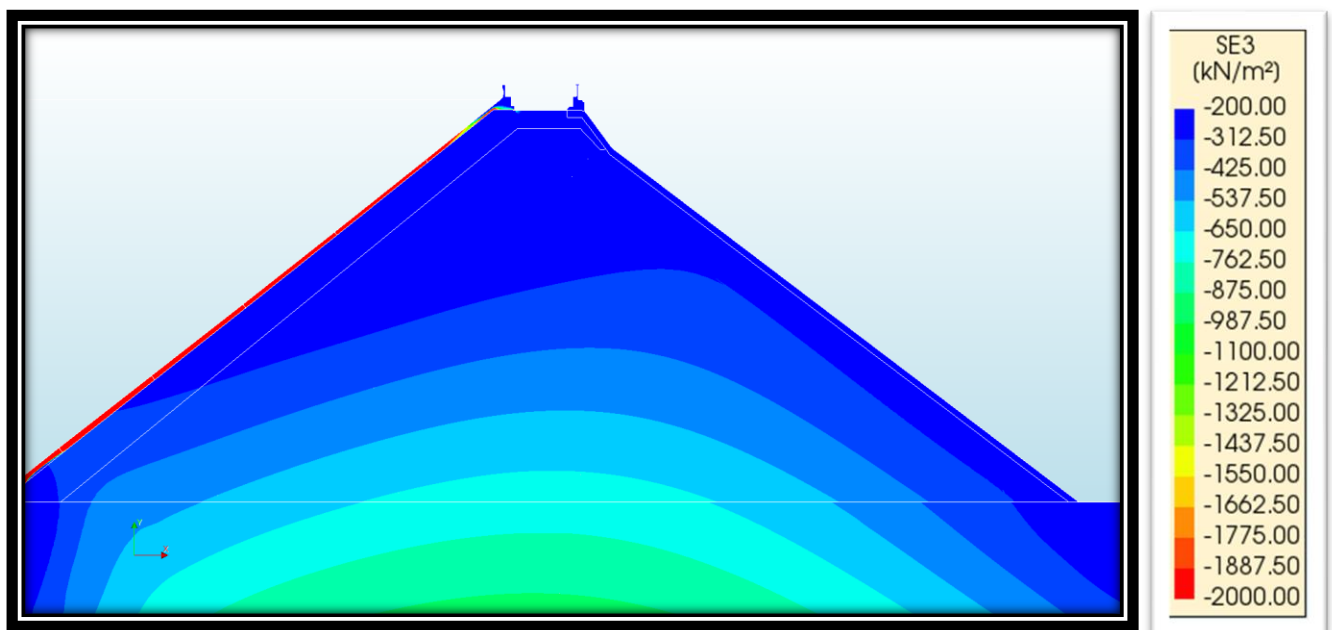


Ilustración 58: Tensiones Principales Estimadas

Visualizando las tensiones principales mínimas, de compresión σ_3 , para peso propio y presión hidrostática, se estima que el Rockfill, no trabajara a más de 710 kPa, por lo que para la extracción de los valores de ϕ_s , se adoptó un rango de 200 – 2000 kPa, resultando entonces, el siguiente grafico:

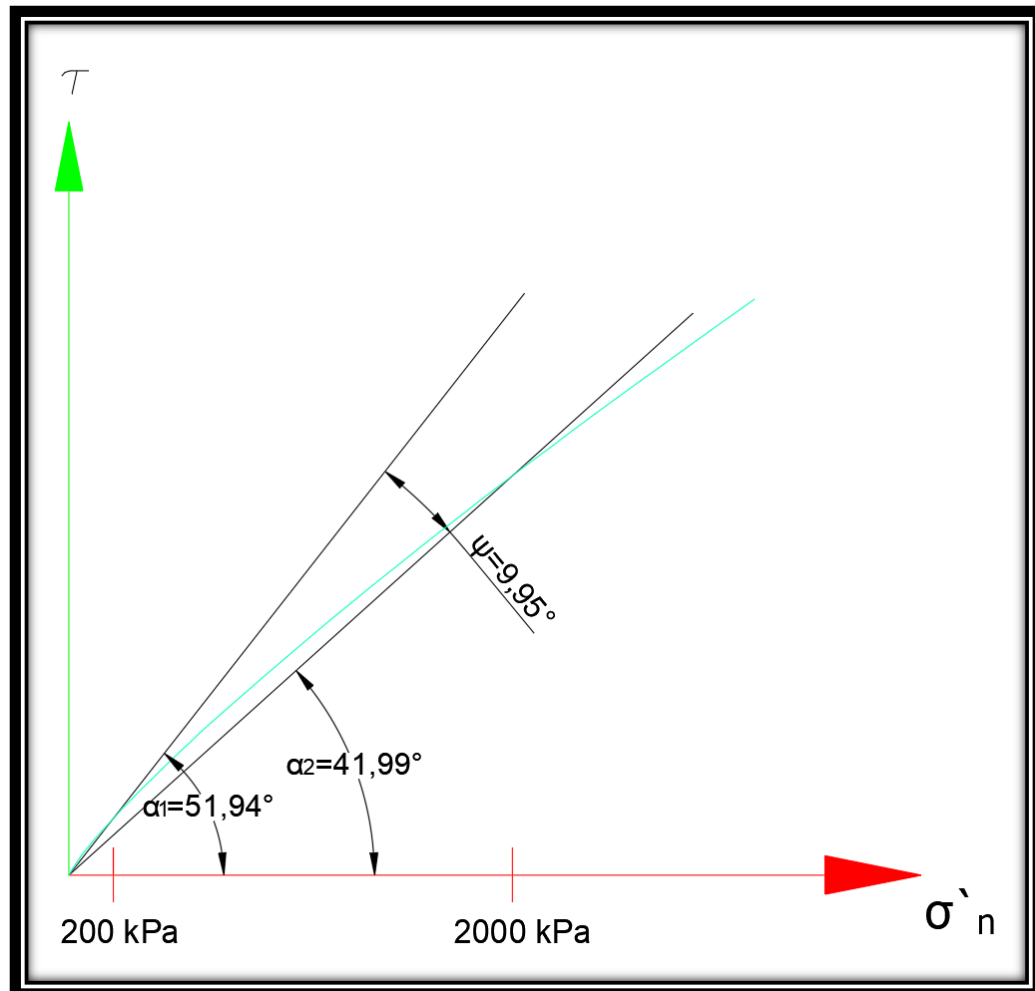


Ilustración 59: Obtención gráfica del ángulo de fricción interna y ángulo de dilatación.

Se expresa entonces el valor de la tensión cortante τ en función de σ'_n , y se traza el valor de ϕ_s para el valor de $\sigma'_n = 2000 \text{ kPa}$, de donde se encuentra que $\phi_s = 42^\circ$, y luego, el ángulo de dilatación, resulta entonces, de la diferencia del ángulo de fricción, obtenido para 200 y 2000 kPa respectivamente, así entonces: $\psi = 10^\circ$.

Cabe destacar, que este parámetro, es el más importante en cuanto a la plastificación del conjunto, por lo que, ante la falta de un ensayo triaxial a gran escala, se optó por tomar el valor de 42° como referencia, contemplando siempre, que este valor se hará variar en una primera etapa, para que el modelo, presente una deformación similar a la obtenida en la coronación.



6.3 Relleno Aluvial y Estrato de Roca

Los parámetros de estos materiales se tomaron orientativos, tomando como referencia los siguientes datos:

1. Relleno aluvial:

✓ Modulo Elástico:	100 MPa
✓ Coeficiente de Poisson:	0.2
✓ Peso Específico Solido:	$23.2 \frac{KN}{m^3}$
✓ Relación de Vacíos:	0.1
✓ Densidad Seca:	$2150 \frac{Kgm}{m^3}$
✓ Cohesión:	$0 \frac{Kgf}{cm^2}$
✓ Angulo de Fricción Interno	38°
✓ Angulo de dilatancia	5°

2. Estrato de Roca:

✓ Modulo Elástico:	41000 MPa
✓ Coeficiente de Poisson:	0.1
✓ Peso Específico Solido:	$25.77 \frac{KN}{m^3}$
✓ Relación de Vacíos:	0
✓ Densidad Seca:	$2626.91 \frac{Kgm}{m^3}$
✓ Cohesión:	$250 \frac{Kgf}{cm^2}$
✓ Angulo de Fricción Interno	40°

7 Creación del Modelo en DIANA FEA

En este software, se realizó un análisis lineal elástico, no lineal elastoplástico, y un time-history en 2 dimensiones, por teoría de deformación plana. Se resume el procedimiento de la creación del modelo en los siguientes pasos:

1. La geometría ingresada desde AutoCAD, debe ser corregida, y se debe agregar la superficie que representara el embalse, además, en las imágenes que se obtuvieron desde el espaldón aguas abajo, se identifica una zona de la escollera que presenta una deformación observable a simple vista.

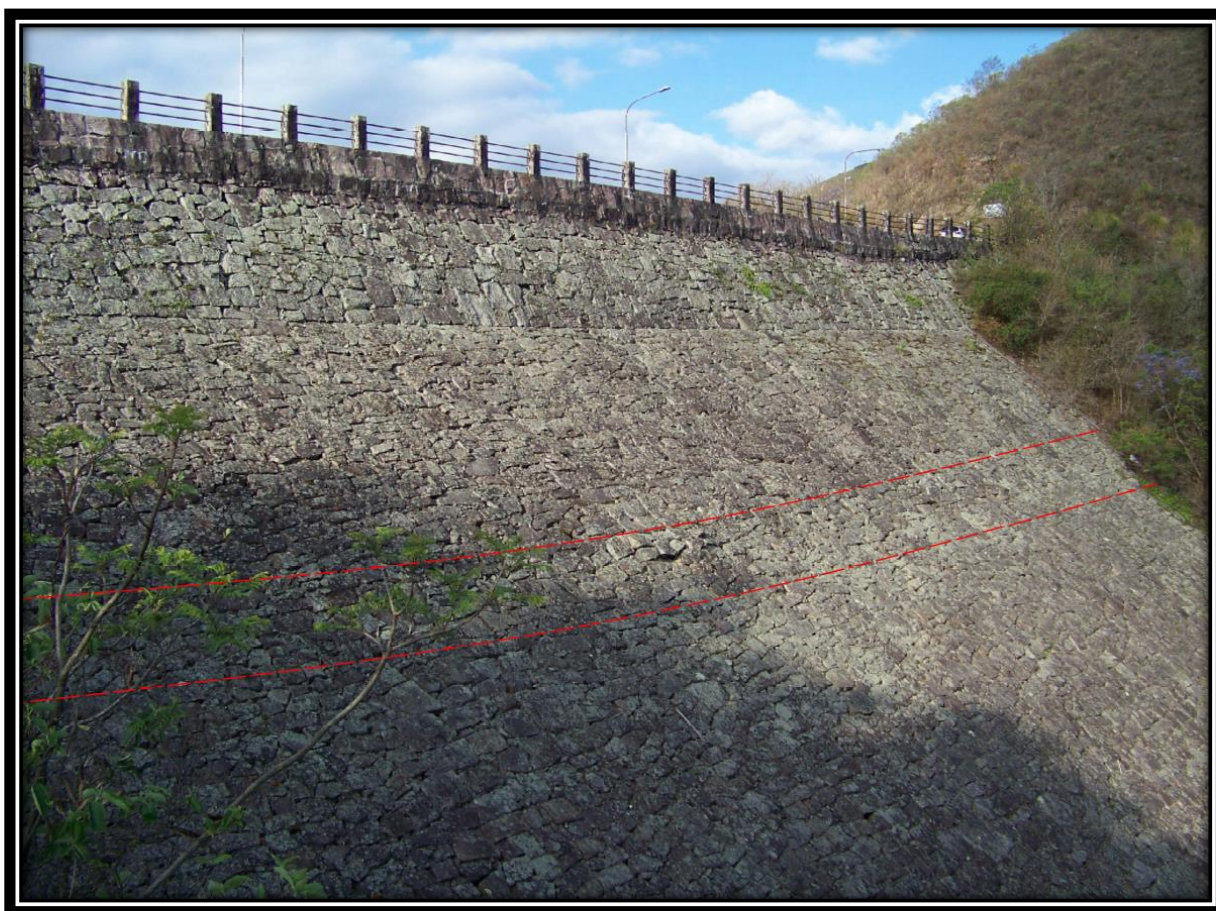


Ilustración 60: Zona de deformación y falla por compresión de la roca acomodada.

Es por esto que, en el modelo, subdividimos la escollera mediante fajas horizontales de 5 metros de espesor, asignándoles el correspondiente modulo elástico obtenido a partir del perfil de velocidades de ondas S, y en una primera etapa del análisis se redujo la resistencia de las fajas correspondientes a la zona delimitada por la línea roja de la imagen, resultando el siguiente dibujo.

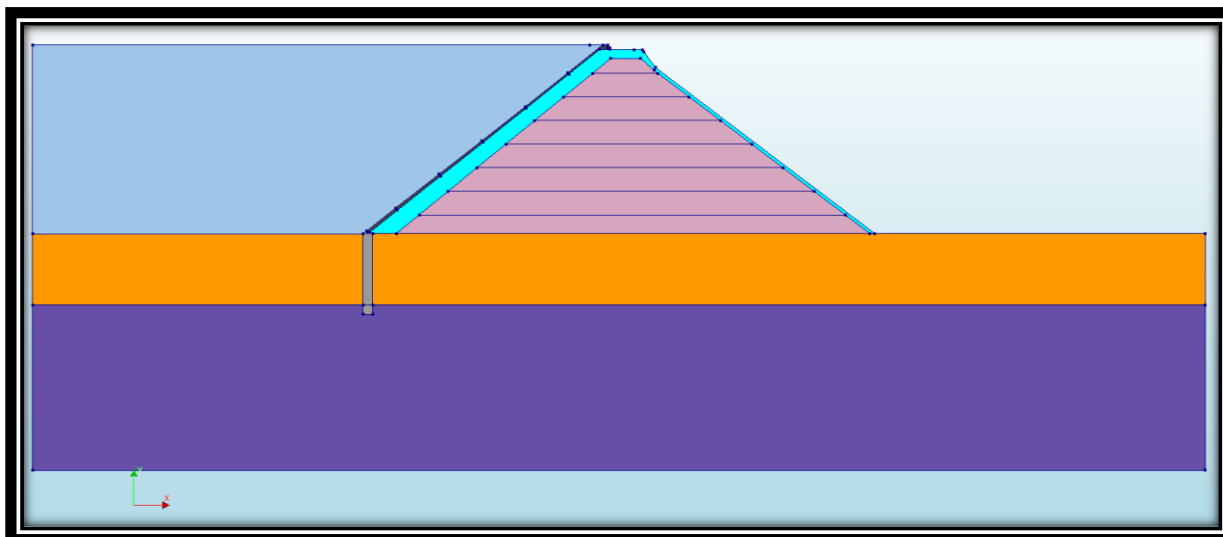


Ilustración 61: Dibujo 2d de la presa, donde se observan las fajas de la escollera, en color rosa.

2. Es sabido, que la forma correcta de simular el endurecimiento del material es mediante un modelo de Hardening-Soil, pero para el mismo, se requiere un cantidad de parámetros que lo vuelve muy costoso de calibrar, ya que se requieren ensayos a gran escala, de gran complejidad, ante esta imposibilidad, y en conclusión con lo expuesto anteriormente, se optó por realizar un análisis elastoplástico, por fases, en donde en una primera instancia se asignan materiales de baja resistencia, modulo elástico y ángulo de fricción reducidos, como así también su densidad, de modo que plastifiquen ante peso propio, y luego en las fases siguientes se asigna un material más resistente, de modulo elástico, ángulo de fricción interno y densidad mayores, simulando así el endurecimiento, es decir, el aumento de la resistencia debido al reacomodo de las partículas, siendo esto último, la plastificación en el modelo elastoplástico.

Luego se crean los distintos materiales de acuerdo al siguiente criterio: para lograr entonces la deformación inicial del modelo se asemeje a la deformación medida en la coronación de la presa, se optó por reducir algunos parámetros mecánicos, esto es, reducir la resistencia inicial, de modo que, ante la carga de peso propio y presión hidrostática, las deformaciones se asemejen, esto se logró realizando un análisis por fases, donde en una primera fase, se analiza la presa con todos sus elementos, sin el embalse, sometida a su peso propio, en donde para aquella zona en rojo en ilustración 66, se introdujo un material “Escollera R”, el cual es similar a la escollera, pero de resistencia reducida, de modo de simular en esta primera etapa el reacomodo de las partículas; luego en una segunda fase, se agrega el embalse, por tanto la presión hidrostática, y para contemplar el efecto de las redes de flujo en la fundación, se redujo la resistencia del relleno aluvial, asignándose un material “Relleno Aluvial R”, y la zona de la escollera la cual su resistencia inicial se vio reducida, se le asigno “Escollera A”, un material más resistente que el resto de la escollera, simulando así el endurecimiento del material.

Parametros Material		Modulo Elastico [MPa]	Coefficiente de Poisson	Peso Especifico Solido [$\frac{kN}{m^3}$]	Relacion de Vacuos	Densidad Seca [$\frac{kg}{m^3}$]	Cohesion [$\frac{kgf}{cm^2}$]	Angulo de Friccion Interno	Angulo de Dilatancia	k_0
Elementos Estructurales		Escollera 1	0,300	25,770	0,400	1876,365	0,000	42	10	0,331
		Escollera 2	0,300	25,770	0,381	1901,836	0,000	42	10	0,331
		Escollera 3	0,300	25,770	0,363	1928,008	0,000	42	10	0,331
		Escollera 4	0,300	25,770	0,344	1954,911	0,000	42	10	0,331
		Escollera 5	0,300	25,770	0,325	1982,575	0,000	42	10	0,331
		Escollera 6	0,300	25,770	0,306	2011,033	0,000	42	10	0,331
		Escollera 7	0,300	25,770	0,288	2040,319	0,000	42	10	0,331
		Escollera 8	0,300	25,770	0,269	2070,472	0,000	42	10	0,331
		Roca Cuarctica	0,100	25,770	0,000	2626,911	250,000	40	-	-
		Roca Acomodada	0,300	25,770	0,100	2388,101	0,000	50	10	0,234
		Relleno Aluvial	0,200	23,200	0,100	2149,940	0,000	38	5	0,384
		H - 20	0,300	25,000	-	-	-	-	-	-
		Escollera 1 - R	0,300	25,770	0,400	1876,365	0,000	42	10	0,331
		Escollera 2 - R	0,300	25,770	0,381	1901,836	0,000	5	0	0,913
		Escollera 3 - R	0,300	25,770	0,363	1928,008	0,000	5	0	0,913
		Escollera 4 - R	0,300	25,770	0,344	1954,911	0,000	5	0	0,913
		Escollera 5 - R	0,300	25,770	0,325	1982,575	0,000	42	10	0,331
		Escollera 6 - R	0,300	25,770	0,306	2011,033	0,000	42	10	0,331
		Escollera 7 - R	0,300	25,770	0,288	2040,319	0,000	42	10	0,331
		Escollera 8 - R	0,300	25,770	0,269	2070,472	0,000	42	10	0,331
		Relleno Aluvial - R	0,300	25,770	0,400	1876,365	0,000	23	0	0,609

Tabla 13: Parámetros mecánicos de materiales.

Mostramos así por consiguiente la asignación de materiales a cada elemento estructural que conforma el modelo, en cada una de las fases consideradas:

	Fase 1 (D)	Fase 2 (D + H)	Fase 3 (Dinámico)
Shapes:			
0	☐	☐	☒
Agua	☐	☐	☒ Agua
Escollera 1	☒ Escollera 1-reduc	☒ Escollera 1-reduc	☒ Escollera 1
Escollera 2	☒ Escollera 2-reduc	☒ Escollera 2-reduc	☒ Escollera 2
Escollera 3	☒ Escollera 3-reduc	☒ Escollera 3-reduc	☒ Escollera 3
Escollera 4	☒ Escollera 4-reduc	☒ Escollera 4-reduc	☒ Escollera 4
Escollera 5	☒ Escollera 5-reduc	☒ Escollera 5-reduc	☒ Escollera 5
Escollera 6	☒ Escollera 6-reduc	☒ Escollera 6-reduc	☒ Escollera 6
Escollera 7	☒ Escollera 7-reduc	☒ Escollera 7-reduc	☒ Escollera 7
Escollera 8	☒ Escollera 8-reduc	☒ Escollera 8-reduc	☒ Escollera 8
muro colado	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
muro colado emp	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla1	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla2	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla4	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla6	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla 3	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
pantalla 5	☒ Hormigon	☒ Hormigon	☒ Hormigon
relleno aluvial der	☒ relleno aluvial reduc	☒ relleno aluvial reduc	☒ relleno aluvial reduc
relleno aluvial izq	☒ relleno aluvial	☒ relleno aluvial	☒ relleno aluvial
roca	☒ Roca	☒ Roca	☒ Roca
roca acomodada	☒ Roca acomodada	☒ Roca acomodada	☒ Roca acomodada

Ilustración 62: Lista de materiales según fases de análisis.

3. Luego se asignan las condiciones de borde, en el estrato de roca, al borde inferior se le asignan restricciones de desplazamiento en X e Y, y en los extremos, se asigna restricción de desplazamiento en X.

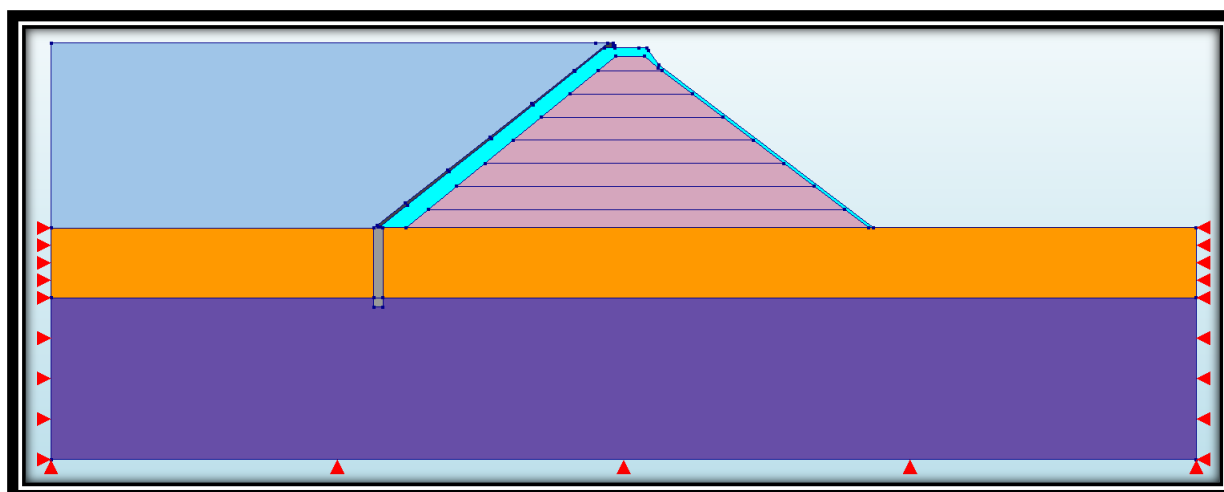


Ilustración 63: Modelo 2d con materiales ya asignados y apoyos.

Cabe aclarar que los apoyos se aplican en cada nodo del mallado, correspondiente a los bordes en donde se asignaron las restricciones.

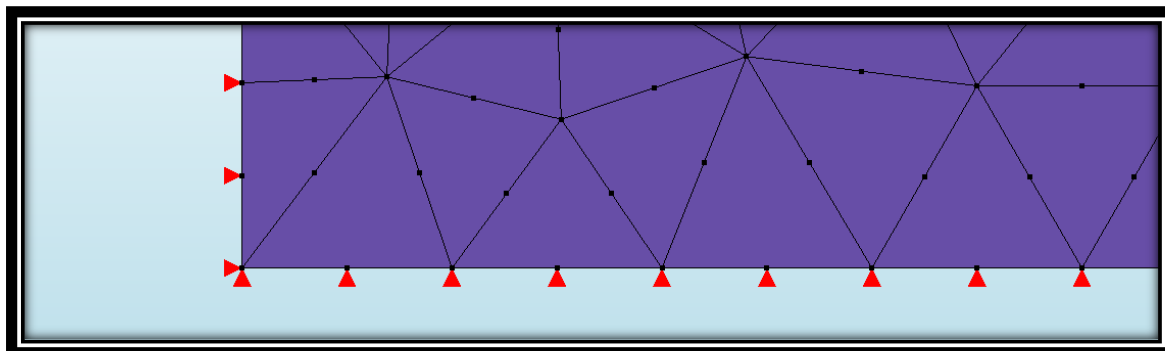


Ilustración 64: Visualización de apoyos en nodos del mallado.

4. Se crean los casos de carga, correspondiente a “Peso Muerto”, y “Presión Hidrostática” con una altura de columna de agua de 40m en servicio.

	Presión Hidrostática	Peso Propio	Sismo
D + H	1	1	
H	1		
D		1	
D + H + S	1	1	1
S			1

Ilustración 65:

Combinaciones de carga en servicio.

En las combinaciones de carga se observa que no existen factores de mayoración, esto debido a que el análisis se realiza en condición de servicio, considerando como evento extraordinario solamente el sismo.

Luego, en cuanto al análisis Time- history, se vio la dificultad de conseguir un acelerograma que cumpla con las condiciones expresadas en el capítulo 2, las mismas se consultaron a profesionales especializados en el área. La Dra. Ing. Lía Orosco brindó una serie de acelerogramas, a partir de los cuales, se seleccionó uno de ellos.

Para la selección del Acelerograma primeramente se tuvo en cuenta la zona sismogénica, la cual corresponde zona 2 para la ubicación de la presa. Además, se tuvo en cuenta los valores máximos de aceleraciones.

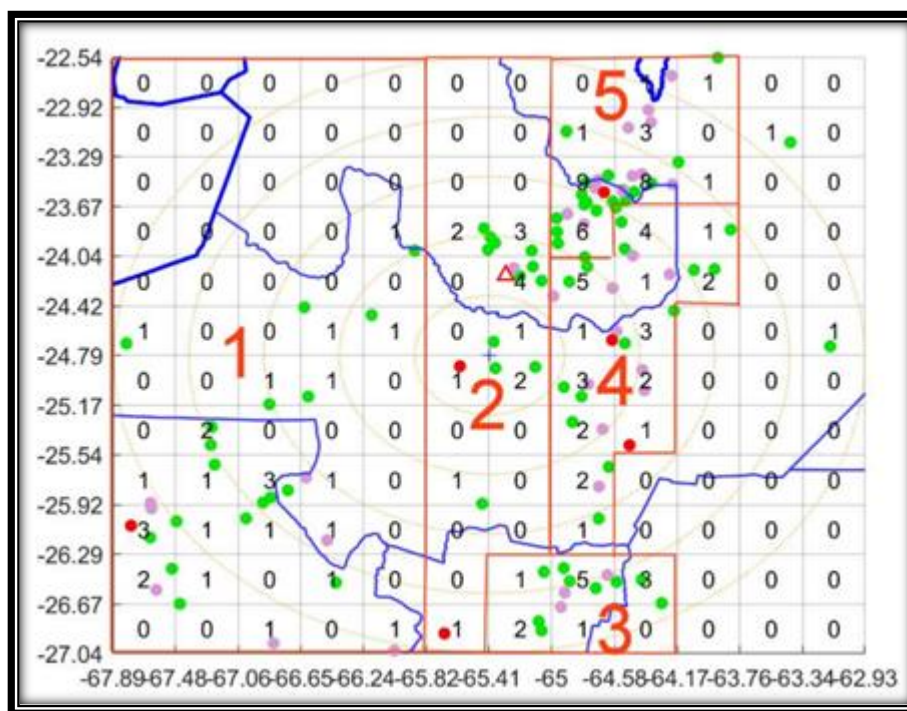


Ilustración 66: Zonas sismogénicas de Salta.

Los acelerogramas utilizados reciben el nombre de “registros reales”, estos fueron obtenidos de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) donde se seleccionaron registros representativos de los posibles de ocurrir en las distintas zonas sismogénicas de Salta. (Peralta, R., Yáñez, G. y Cayo, G. 2020)

Los registros correspondientes a la zona 2 poseen componente longitudinal (Norte-Sur) y transversal (Este-Oeste) de las cuales se observa cual tiene los picos de mayor valor. Para este análisis el registro que tiene picos de mayor valor es la componente transversal.

El acelerograma elegido posee un paso de tiempo de 0.005 segundos, y una duración total de 99.745 segundos, de los cuales se seleccionó un periodo representativo de 16 segundos a modo de abarcar los valores máximos de todo el registro y así ahorrar memoria de cálculo.

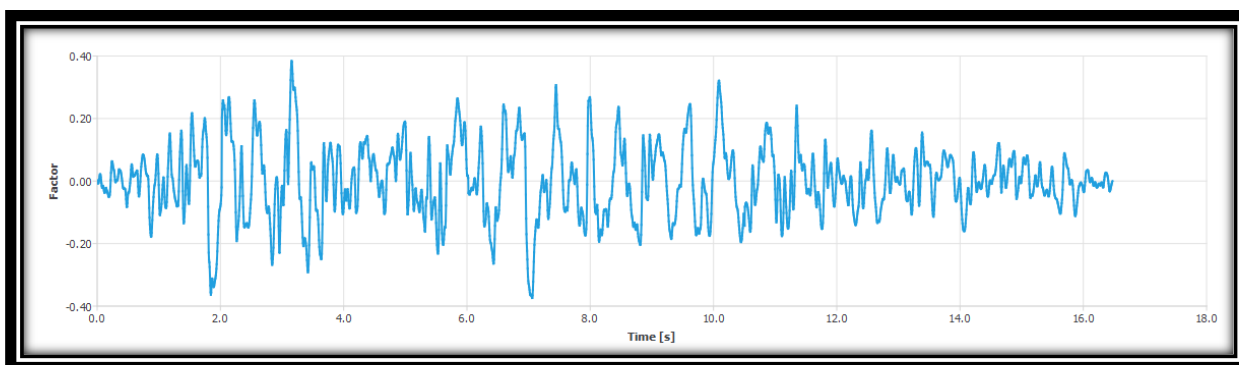


Ilustración 67: Acelerograma con duración de 16 segundos.

5. En el siguiente paso se crearon los elementos de interfaz, los cuales fueron los siguientes:
- Fundación - Presa: aquí se representa la interacción entre la presa y la fundación, la cual tiene la característica que no se transmiten entre si esfuerzos de tracción. Esto incluye la escollera y el muro colado.

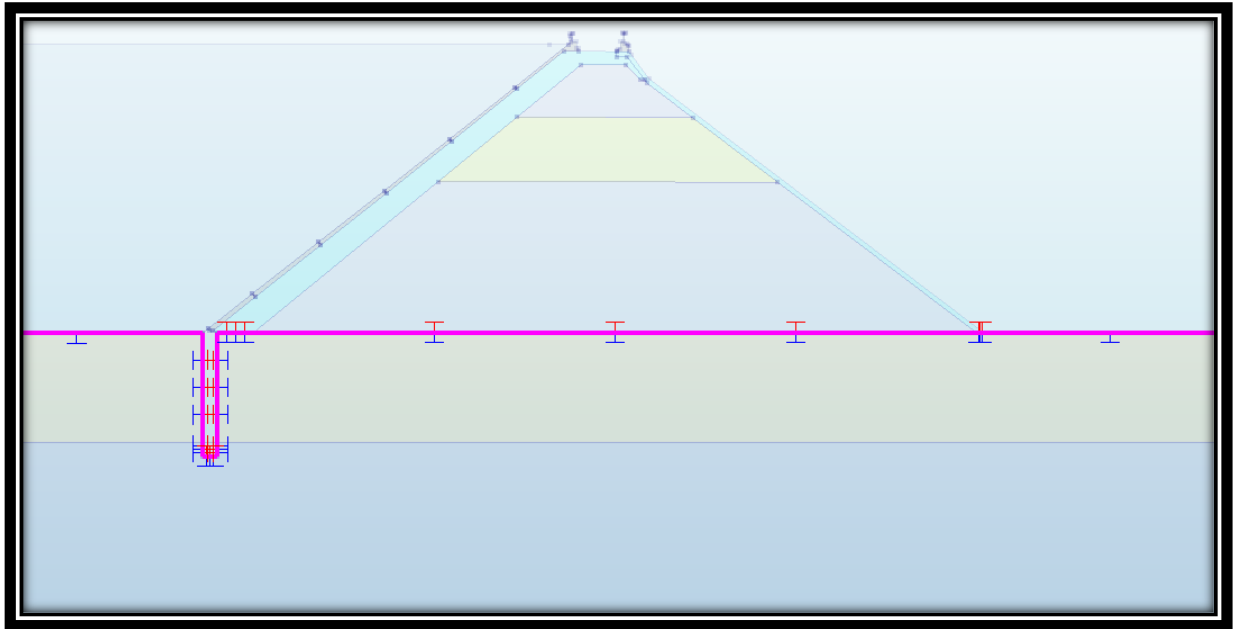


Ilustración 68: Interfase Fundación - Presa

- Juntas: en el modelo 2d, solo es necesario representar la junta perimetral, entre el plinto y las pantallas, y las juntas entre pantallas, esto mediante un elemento que solo transmite esfuerzos de compresión y de corte.

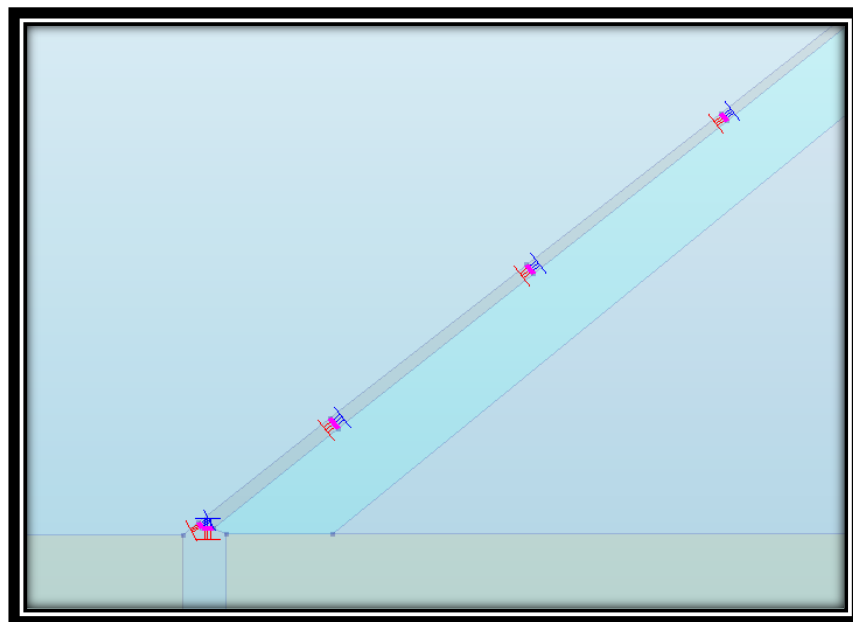


Ilustración 69: Juntas

- Interacción Fluido Estructura: Para el análisis dinámico, es necesario contemplar el embalse, ya que su masa proveerá de fuerzas inerciales al modelo, es por esto, que se debe ingresar el embalse como un elemento más, donde su interacción con la presa se representa mediante un interfaz fluido estructura.

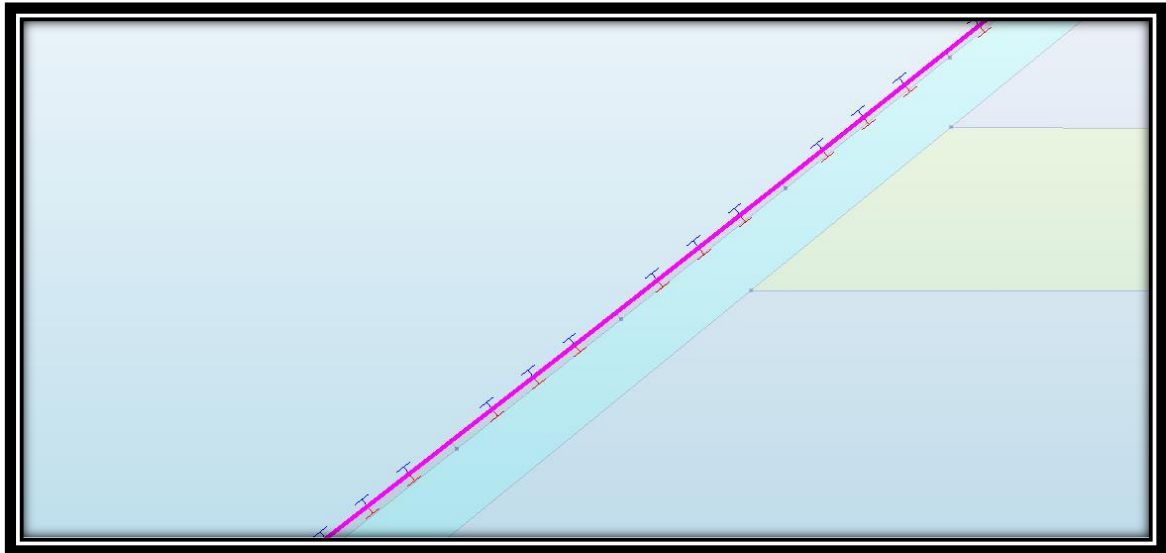


Ilustración 70: Interacción Fluido estructura.

6. En lo que sigue, se crearon las **interfaces de borde** del embalse, que serán las que permitirán considerar el efecto de las **ondas superficiales**, la **absorción inferior**, y la **radiación Sommerfeld**.

Las **ondas superficiales** son aquellas generadas por la acción dinámica que si tienen efectos sobre la respuesta de la estructura. La **absorción inferior** contempla la disipación de la energía y reflexión de las ondas en cuanto interactúan con el vaso, es decir, el fondo del embalse, esta se representa mediante un parámetro denominado coeficiente de reflexión de ondas, el cual para suelos muy rígidos toma valores de 1, y para suelos blandos de -1. Y por último la **condición de radiación Sommerfeld**, es aquella que permite considerar que el embalse es infinito, es decir, que las ondas se disipan en el infinito y que no existe reflexión de las mismas hacia la presa.

Para lograr crear estas interfaces de borde, se deberá ingresar ciertos parámetros, los cuales fueron los siguientes:

- ✓ Velocidad del Sonido en Fluido: $1484 \frac{m}{s}$
- ✓ Coeficiente de Reflexión de ondas: 0.53
- ✓ Densidad del fluido: $1000 \frac{kg_m}{m^3}$

7. En cuanto al mallado, se debe verificar que absolutamente todos los elementos se encuentren conectados, esto simplemente se realiza mediante una inspección visual, en donde dos elementos circundantes que se transmiten carga, compartan los nudos del mallado. Se optó por elementos triangulares, en donde se usó una herramienta conocida como “*gradation*” en donde se seleccionan los bordes de los elementos, y se decide cuáles serán las dimensiones de los elementos finitos, a medida que nos alejamos del inicio de dicho borde. Dicho de otra manera, se discretizaron los bordes de cada uno de

los elementos, y se dejó que el programa decida el tamaño de los elementos finitos que están alejados de los bordes, pero asignando un tamaño máximo, resultando así, el siguiente mallado.

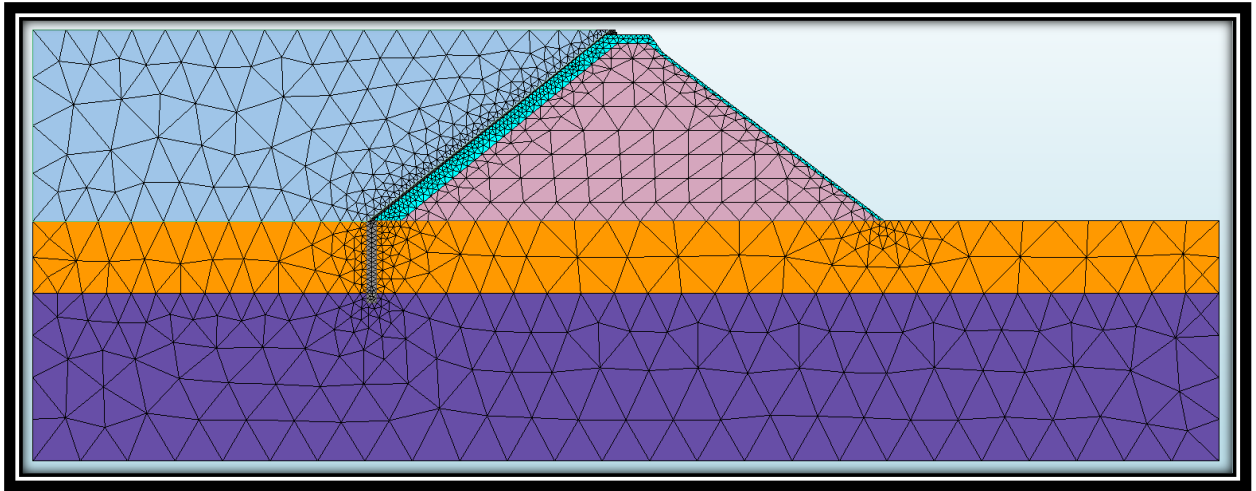


Ilustración 71: Mallado de la presa.

En la zona de pantallas, plinto y muro colado, se usaron elementos de 35 a 110cm, en la zona de roca acomodada y escollera, elementos de 115cm a 8.4metros, y dimensiones similares para el estrato de relleno aluvial, roca, y el embalse.

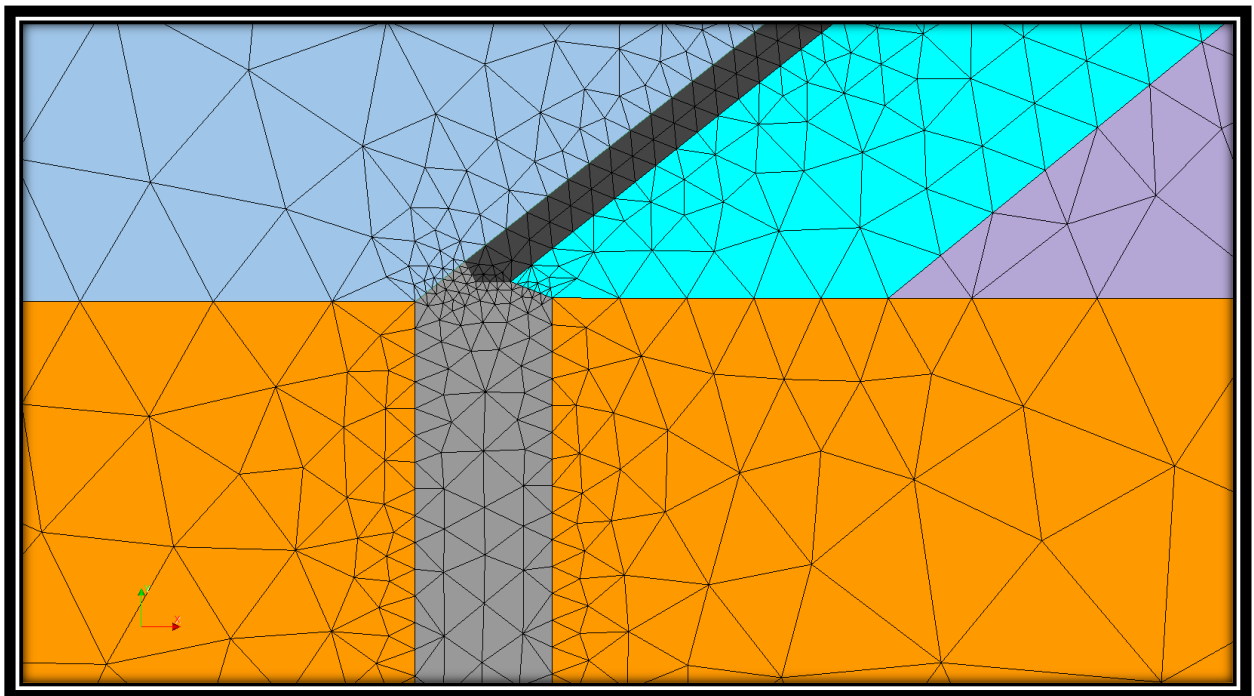


Ilustración 72: Detalle de mallado en zona de plinto y pantallas.



La razón de las dimensiones de los elementos finitos, fue en gran medida obtenida debido a un proceso iterativo de optimización, en la cual se buscó que el modelo tenga el menor número de elementos finitos sin perder precisión en los resultados, asignando al mismo tiempo elementos más pequeños en zonas donde se necesitó más precisión que en otras. Además, un modelo con muchos elementos finitos genera mucha información y se requiere mayor memoria de cálculo para realizar el análisis, y por lo tanto, más tiempo.



8 Análisis Estructural en DIANA FEA

En el presente capítulo se mostrará todo el proceso de análisis que se realizó sobre la presa del Dique Campo Alegre, se realizaron un total de 5 análisis, partiendo del modelo creado en el capítulo anterior. Se debe aclarar que se realizó un análisis de infiltraciones a partir del cual se obtiene las redes de flujo, en el mismo, las presiones de poro son bastante bajas en la zona adyacente a la fundación de la presa, por lo que las mismas no se contemplan. Dicho análisis se presenta en el anexo 3.

El análisis general se puede resumir en los siguientes pasos:

8.1 Paso 1 – ANALISIS LINEAL

En esta primera instancia se realiza un análisis lineal elástico cuya intención es la de verificar el correcto comportamiento del modelo creado para corregir imperfecciones, errores, u omisiones. Entonces, se creó el siguiente análisis:

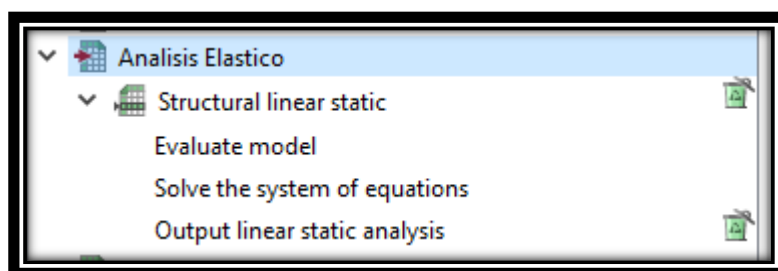


Ilustración 73: Análisis elástico.

Y luego, se pidió ver:

- Desplazamientos nodales.
- Tensiones, normales y cortantes, y tensiones principales

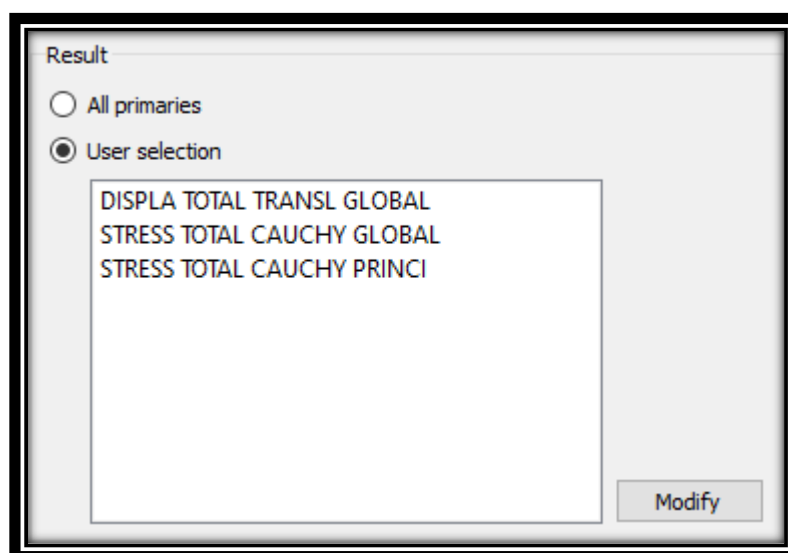


Ilustración 74: Salida del análisis elástico.

Luego de correr el análisis y de haber corregido los errores, los resultados de desplazamientos absolutos para el caso de carga D + H, dieron de la siguiente forma:

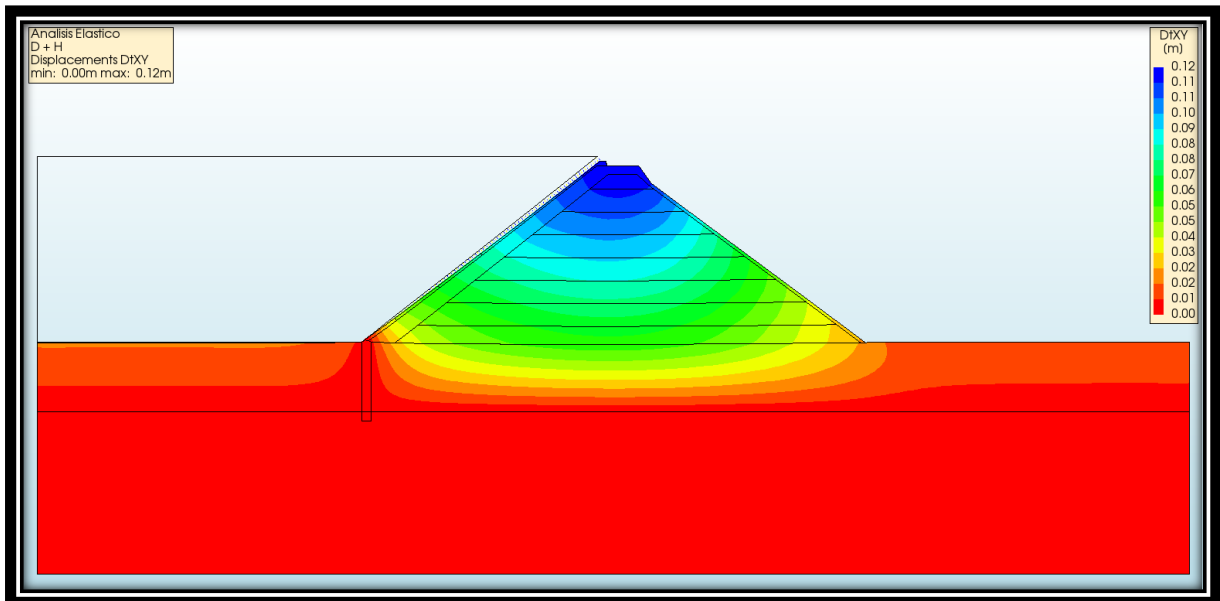


Ilustración 75: Resultado de desplazamientos absolutos.

Se puede apreciar en la imagen, que los desplazamientos son intuitivos y esperados, es decir, de que no existen elementos desconectados o que se deformen en zonas en mayor medida relativo al resto de elementos, verificando así que los datos ingresados son consistentes.

```

Writing model to filofile 'DIANA 2D TIME HISTORY REALES ZON 2 TRA (16s).ff'...
Writing commands to filofile 'DIANA 2D TIME HISTORY REALES ZON 2 TRA (16s).ff'...
Running analysis 'Analisis Elastico'
Executing solver:
Step0      = F:\Diana\bin\seg_apls41.exe
baseName   = DIANA_2D_TIME_HISTORY_REALES_ZON_2_TRA_(16s)_Analisis_Elastico
filosFile  = DIANA_2D_TIME_HISTORY_REALES_ZON_2_TRA_(16s).ff
directory  = F:/ANALISIS PRESA/dinamico 06012022

/DIANA/AP/LS41  12:32:03    0.12-CPU    0.06-IO    BEGIN

      1740 EVALUATING ELEMENTDATA
      2159 CREATING ELEMENTBASES
      144  EVALUATING SUPPORTS
      2159 ASSEMBLING ELEMENTS, CREATING D.O.F.
      2159 CREATING ELEMENT-TRANSF.MATRICES
      2159 CREATING ELEMENT STIFFNESS MATRICES

           5  INITIALIZING LOADVECTORS
      2159 SUPERPOSING ELEMENTLOADS
      2159 CALCULATING EQUIV. NODAL MASS FOR ELEMENTS
      3835 SUPERPOSING EQUIV.NODAL FORCES OF ELEMENTWEIGHT
      3835 CALCULATING SUM OF EXT.LOADS FOR NODES
      SOLVING SYSTEM OF EQUATIONS
      PARALLEL DIRECT SPARSE SOLVER
/DIANA/AP/LS41  12:32:04    2.08-CPU    0.95-IO    LINSTA
/DIANA/DC/END   12:32:04    2.08-CPU    0.95-IO    STOP

Job completed: running analysis 'Analisis Elastico'
  
```

Ilustración 76: Cuadro de mensajes del análisis elástico.

Visualizando en el cuadro de salida se observa que el programa no marco ningún error sistemático debido a comandos incorrectos, ni errores debidos a datos inconsistentes, por lo que se consideró, que el análisis elástico lineal es válido, para los datos ingresados.

Partiendo de que el análisis lineal es correcto, se puede avanzar a realizar el análisis no lineal.

8.2 Paso 2 – ANALISIS NO LINEAL

En esta etapa se procede a ejecutar el análisis no lineal, de la siguiente manera:

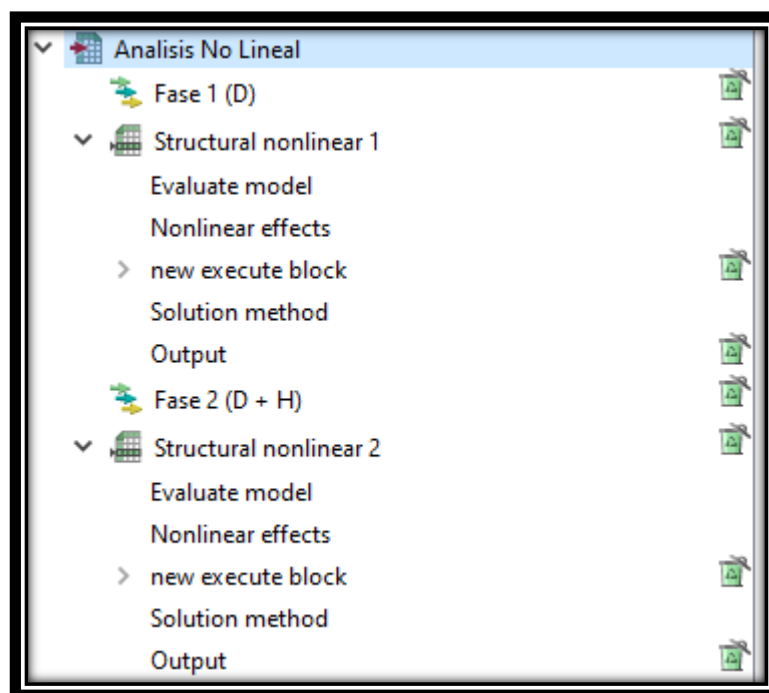


Ilustración 77: Análisis no lineal por fases.

Este análisis se subdivide en dos fases, en la primera se considera la carga de peso propio, y en la segunda, sobre la configuración deformada de la fase anterior, se aplica la presión hidrostática ejercida por el embalse.

Del manual de DIANA FEA, extraemos una somera explicación de cómo es el procedimiento de un análisis no lineal.

El análisis consiste en calcular un vector de desplazamientos que equilibre las fuerzas internas y externas, satisfaciendo condiciones de contorno. El vector de fuerzas internas puede depender de los desplazamientos y de la historia de desplazamientos (secuencia de desplazamientos), y el vector de fuerzas externas, también puede depender del desplazamiento, por lo que se puede escribir estos como funciones de la siguiente forma:

$$F_{int}(\mathbf{u}, \text{historia}) = F_{ext}(\mathbf{u})$$

Para lograr una solución numérica, se realiza también una discretización en el tiempo, además de la estructura. El "tiempo" es de hecho un pseudo-tiempo, sólo para describir una secuencia de situaciones (desplazamientos). Comenzando en el tiempo "t" con una solución aproximada $\mathbf{u}^t$, se busca una solución $\mathbf{u}^{t+\Delta t}$ para la cual la ecuación de equilibrio de fuerzas internas y externas se satisface. Dentro del incremento de tiempo, sólo se conocen los desplazamientos al inicio y al final. El vector de fuerzas internas se calcula a partir de la situación en el tiempo "t", el incremento de tiempo Δt y el incremento de desplazamiento $\Delta \mathbf{u}$. Las fuerzas externas sólo dependen de la geometría actual. Si consideramos sólo un incremento,



entonces el incremento de tiempo y la situación al inicio del incremento son fijos. La ecuación de equilibrio dentro del incremento sólo depende de $\Delta \mathbf{u}$. Se puede describir así que el problema no lineal consiste en encontrar $\Delta \mathbf{u}$ tal que se verifique:

$$\mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{u}^t + \Delta \mathbf{u}$$

En donde siendo “g” el vector de fuerzas fuera de equilibrio (“out of balance force”), se debe satisfacer:

$$g(\Delta \mathbf{u}) = f_{ext}(\Delta \mathbf{u}) - f_{int}(\Delta \mathbf{u}) = 0$$

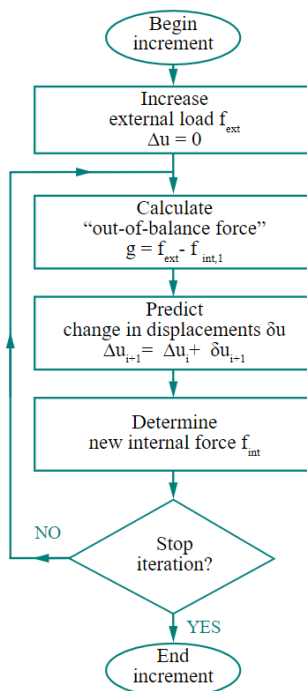
El valor $\Delta \mathbf{u}$ se encuentra de forma iterativa mediante incrementos $\delta \mathbf{u}$ hasta que el equilibrio es alcanzado, de acuerdo a una tolerancia. El desplazamiento incremental para la iteración $i+1$ es calculado mediante

$$\Delta \mathbf{u}_{i+1} = \Delta \mathbf{u}_i + \delta \mathbf{u}_{i+1}$$

Existen distintos métodos iterativos, y la diferencia entre ellos está en la forma en que se calcula $\delta \mathbf{u}$.

En conclusión, el procedimiento general, comienza con un incremento $\Delta \mathbf{u}$ y se incrementa la fuerza externa F_{ext} , luego se calcula el vector de fuerzas fuera de equilibrio $g(\Delta \mathbf{u}_i)$ para la primera iteración, este se multiplica por la inversa de la matriz de rigidez $K^{-1}g(\Delta \mathbf{u}_i)$ para así obtener un nuevo incremento de desplazamiento $\delta \mathbf{u}_{i+1}$, en la iteración $i+1$, luego con un nuevo valor final de desplazamientos $\Delta \mathbf{u}_{i+1}$, se determina nuevamente las fuerzas internas, es aquí cuando se compara “g” y $\delta \mathbf{u}_{i+1}$ con la tolerancia para la convergencia propuesta por el programa, en donde el usuario puede modificarla de acuerdo a su criterio. Si alguno de esos valores es menor a la tolerancia, el método converge, siempre y cuando la cantidad de iteraciones utilizadas sea menor o igual al número establecido en la configuración. Luego se tiene, además una tolerancia para la divergencia, en donde si

alguno de los valores de “g” o $\delta \mathbf{u}_{i+1}$ son mayores a esta, el método diverge. Esto lleva a concluir que se pueden alcanzar tres instancias diferentes, y en 2 de ellas, se debe aplicar el criterio adecuado, para solucionar el problema. La primera instancia es la convergencia del método, la segunda es la divergencia, aquí se debe observar si es debido a una inestabilidad de la estructura (el material no logra su propio equilibrio) o si es debido a una inestabilidad numérica, esto quiere decir que no es un problema de la estructura, sino del método iterativo y la configuración que se está utilizando; y la tercera instancia es de que no se dé la convergencia, esto no implica una divergencia, ya que quizás el número de iteraciones utilizado no sea suficiente para lograr la convergencia, en este caso, se debe incrementar este número y observar si se llega a una divergencia, o una convergencia, o utilizar otro método de iteración u otra configuración.



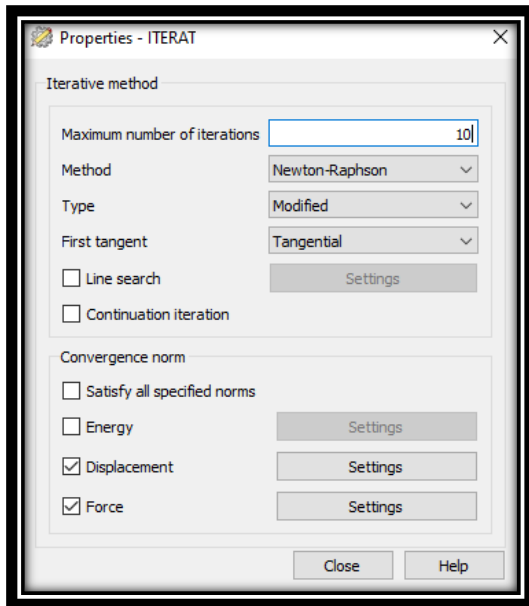


Ilustración 79: Configuración Primera Fase

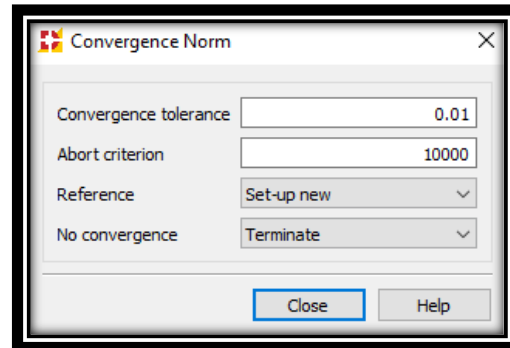


Ilustración 78: Tolerancia para Convergencia y Divergencia, fase 1.

Para el análisis, en la primera fase el número de iteraciones que se utilizó es un total de 10, haciendo uso del método de Newton-Raphson Modificado, y desde el manual del software extraemos:

“Usualmente, el método de Newton-Raphson Modificado converge más lento al equilibrio que el método de Newton-Raphson Regular. Sin embargo, por cada iteración solo la predicción del incremento iterativo de desplazamientos y el vector de fuerzas internas debe ser calculado, no es necesario establecer una nueva matriz de rigidez, en conclusión, el Newton-Raphson Modificado usualmente necesita mayores iteraciones, pero cada iteración es más veloz que en Newton-Raphson Regular”

Por ende, se optó por este método iterativo, ya que cuando se probó con el método de Newton-Raphson Regular no se lograba la convergencia.



```

Executing solver:
Step0      = F:\Diana\bin\seg_apph40.exe
baseName   = DIANA_2D_TIME_HISTORY_REALES_ZON_2_TRA_(16s)_Analisis_No_Lineal_1
filosFile  = DIANA_2D_TIME_HISTORY_REALES_ZON_2_TRA_(16s).ff
directory  = F:/ANALISIS PRESA/dinamico 06012022

/DIANA/AP/PH40    10:18:57    0.08-CPU    0.12-IO    BEGIN
PHASE 1 INITIALIZED
/DIANA/AP/PH40    10:18:57    0.08-CPU    0.19-IO    PHASE
/DIANA/AP/NL41    10:18:58    0.14-CPU    0.09-IO    BEGIN

      1662 EVALUATING ELEMENTDATA
      2081 CREATING ELEMENTBASES
      77 EVALUATING SUPPORTS
      2081 ASSEMBLING ELEMENTS, CREATING D.O.F.
      2081 CREATING ELEMENT-TRANSF.MATRICES
      2081 CREATING ELEMENT STIFFNESS MATRICES
      5 INITIALIZING LOADVECTORS
      2081 SUPERPOSING ELEMENTLOADS
      2081 CALCULATING EQUIV. NODAL MASS FOR ELEMENTS
      3811 SUPERPOSING EQUIV.NODAL FORCES OF ELEMENTWEIGHT
      3811 CALCULATING SUM OF EXT.LOADS FOR NODES
      2081 ELEMENTS TO BE INITIALIZED FOR NONLIN ANALYSIS

      2081 COPYING TANGENTIAL-STIFFNESSMATRICES
      PROCESSING LOAD VECTORS FOR NONLIN ANALYSIS.
SEVERITY : WARNING
ERROR CODE: /DIANA/NL/LO41/0015
ERRORMSG.W: You have specified a loadcase with base motion while not specifying
a dynamic analysis. If you use this loadcase with time steps you must
specify a dynamic analysis.

      2081 SUPERPOSING [ BT ] * < SIGI >:
      SOLVING SYSTEM OF EQUATIONS

      PARALLEL DIRECT SPARSE SOLVER
STEP    1 : DISPLACEMENT NORM = 7.724E+02          TOLERANCE = 1.000E-02
STEP    1 : FORCE NORM = 5.357E+06          TOLERANCE = 1.000E-02
RELATIVE OUT OF BALANCE FORCE = 3.852E-02          CHECK = FALSE
      SOLVING SYSTEM OF EQUATIONS
      PARALLEL DIRECT SPARSE SOLVER

RELATIVE DISPLACEMENT VARIATION = 2.106E-03          CHECK = TRUE
RELATIVE OUT OF BALANCE FORCE = 2.794E-02          CHECK = FALSE
STEP    1 TERMINATED, CONVERGENCE AFTER 1 ITERATION
TOTAL LOAD FACTOR: LOADING( 6) * 1.000E+00

```

Ilustración 80: Cuadro de mensajes de análisis no lineal, fase 1.

Se observa en la siguiente imagen, que el análisis no lineal de la primera fase, convergió para la primera iteración, con una variación de desplazamientos de $2.1\text{e-}03$ y una fuerza fuera de equilibrio de $2.794\text{e-}02$, ambos valores menores a la tolerancia de 0.01.

Luego en la segunda fase, se probó en primera instancia con el método Newton Raphson Regular, y al provocarse la divergencia, se intentó nuevamente con Newton Raphson Modificado, y al producirse nuevamente la divergencia, se probó con el método “*Secant (Quasi-Newton)*”, lográndose la convergencia a 10 iteraciones.

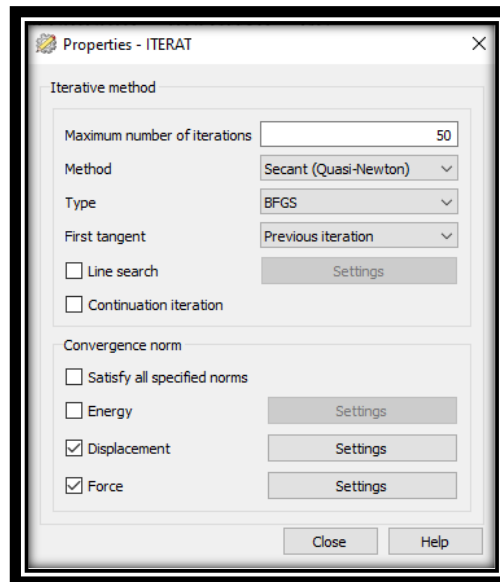


Ilustración 81: Configuración fase 2.

```

/DIANA/AP/PH40 10:19:00 0.16-CPU 0.38-IO BEGIN
PHASE 2 INITIALIZED
/DIANA/AP/PH40 10:19:00 0.17-CPU 0.41-IO PHASE
/DIANA/AP/NL41 10:19:00 0.17-CPU 0.38-IO BEGIN
1662 EVALUATING ELEMENTDATA

2081 CREATING ELEMENTBASES
77 EVALUATING SUPPORTS
2081 ASSEMBLING ELEMENTS, CREATING D.O.F.
2081 CREATING ELEMENT-TRANSF.MATRICES
2081 CREATING ELEMENT STIFFNESS MATRICES
5 INITIALIZING LOADVECTORS
2081 SUPERPOSING INIT. STRESS/STRAIN LOADS
2081 SUPERPOSING ELEMENTLOADS
2081 CALCULATING EQUIV. NODAL MASS FOR ELEMENTS
3811 SUPERPOSING EQUIV.NODAL FORCES OF ELEMENTWEIGHT
3811 CALCULATING SUM OF EXT.LOADS FOR NODES
2081 ELEMENTS TO BE INITIALIZED FOR NONLIN ANALYSIS
2081 COPYING TANGENTIAL-STIFFNESSMATRICES
PROCESSING LOAD VECTORS FOR NONLIN ANALYSIS.

SEVERITY : WARNING
ERROR CODE: /DIANA/NL/LO41/0015
ERRORMSG.W: You have specified a loadcase with base motion while not specifying
a dynamic analysis. If you use this loadcase with time steps you must
specify a dynamic analysis.

2081 SUPERPOSING [ BT ] * < SIGI >:

SOLVING SYSTEM OF EQUATIONS
PARALLEL DIRECT SPARSE SOLVER

RELATIVE DISPLACEMENT VARIATION = 5.951E-03 CHECK = TRUE
RELATIVE OUT OF BALANCE FORCE = 1.898E-02 CHECK = FALSE
STEP 1 TERMINATED, CONVERGENCE AFTER 10 ITERATIONS
TOTAL LOAD FACTOR: LOADING( 6) * 1.000E+00

/DIANA/DC/END 10:19:02 3.78-CPU 1.98-IO STOP

```

Ilustración 82: Cuadro de mensajes, fase 2.

Así, se pide ver:

- ❖ Desplazamientos nodales.
- ❖ Tensiones, normales y cortantes globales.
- ❖ Distorsiones plásticas

Cabe recordar que la intención de estas dos primeras fases, es la de lograr una configuración deformada inicial de la presa con un desplazamiento en la coronación similar al medido en la realidad en el perfil longitudinal. Los parámetros mecánicos se fueron calibrando

de forma iterativa hasta que se logró que el nudo que pasa por el eje de la coronación alcance un desplazamiento vertical Δy de aproximadamente 34cm. y un desplazamiento horizontal Δx de 20cm.

Esto se logró modificando el módulo elástico y ángulo de fricción interno de las capas de la escollera y del relleno aluvial, esto se puede observar en la tabla XX, para los datos de Escollera X – R y Relleno Aluvial – R (la sigla R significa “Reducido”).

8.2.1 Desplazamientos nodales

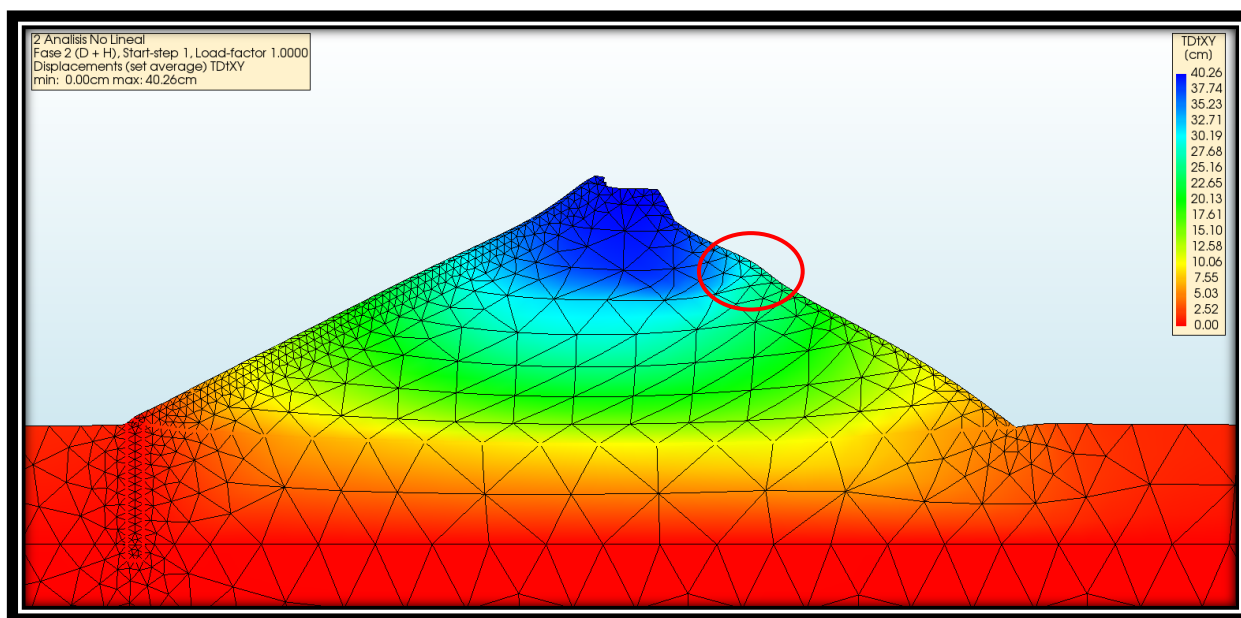


Ilustración 83: Desplazamientos Absolutos con un factor de escala de 30.

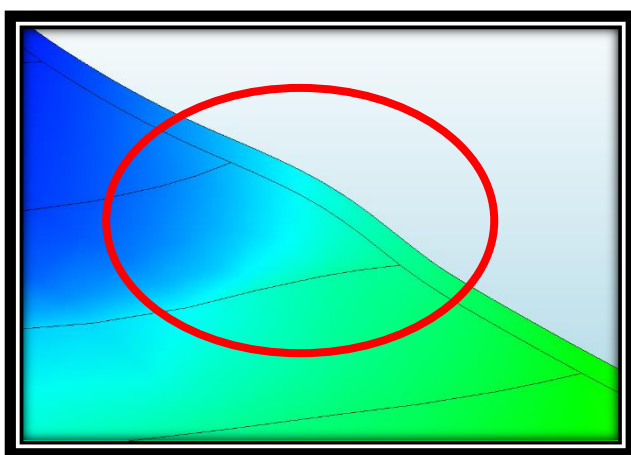


Ilustración 84: Zona exterior de roca acomodada.

En esta imagen se observan los desplazamientos absolutos, en donde claramente en la zona del espaldón aguas abajo hay una deformación similar a la que se observa en la imagen 66, en la zona remarcada en rojo.

En la imagen siguiente se puede ver el nodo correspondiente al eje de coronación con sus respectivos desplazamientos en las dos direcciones correspondientes a cada fase en el análisis no lineal.

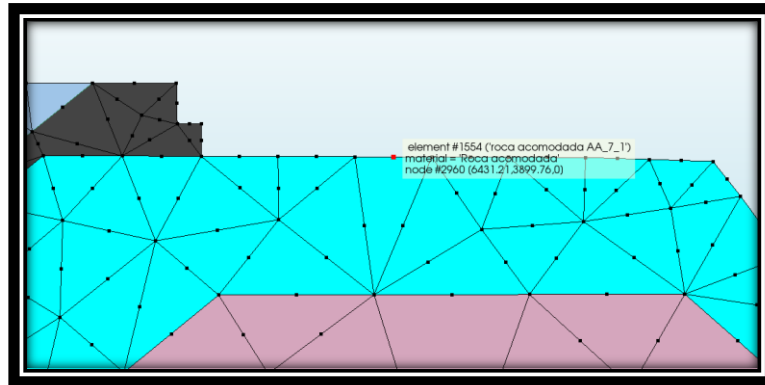
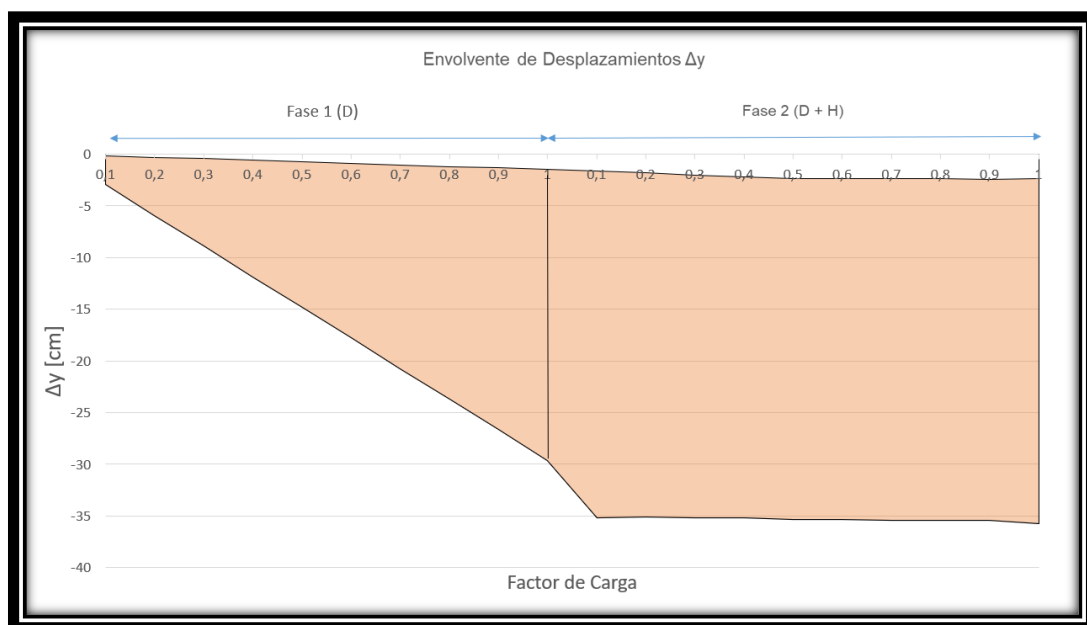


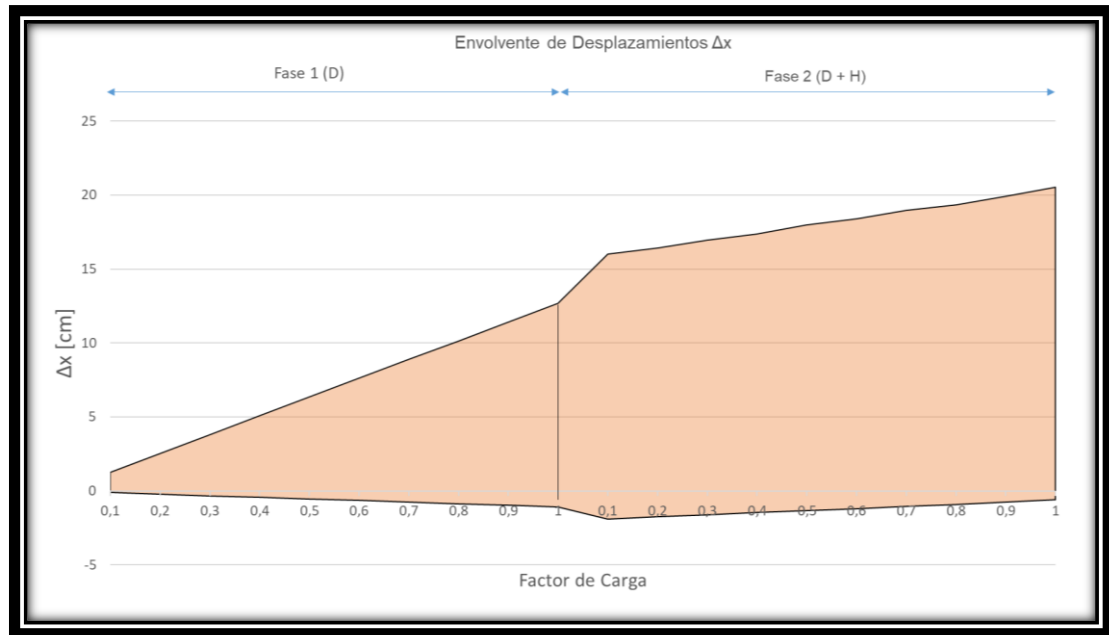
Ilustración 86: Nudo de Coronación.

	Δx [cm]	Δy [cm]
Fase 1 (D)	14,491	-28,154
Fase 2 (D + H)	21,767	-33,775

Ilustración 85: Desplazamientos de nudo de coronación.

Ahora bien, observando para todos los nudos de la escollera, se realizó una envolvente de desplazamientos, tanto para la Fase 1 y para Fase 2, utilizando un procedimiento de “Load Factor”, el cual permite observar progresivamente los desplazamientos nodales acumulados, hasta alcanzar el valor de 1, correspondiente a la condición de servicio.

Ilustración 87: Envolvente de desplazamientos Δy .

Ilustración 88: Envolvente de desplazamientos Δx .

Se observa que, en la primera fase, para el estado de cargas D, tanto los desplazamientos como las tensiones crecen linealmente con la aplicación de la carga, y luego, para el estado D + H esta relación pierde la linealidad, esto deja en evidencia que se produce una plastificación del material, y es por esto que, un análisis lineal elástico, perdería validez.

8.2.2 Plastificación

En lo que sigue se muestra la plastificación para el estado D+H.

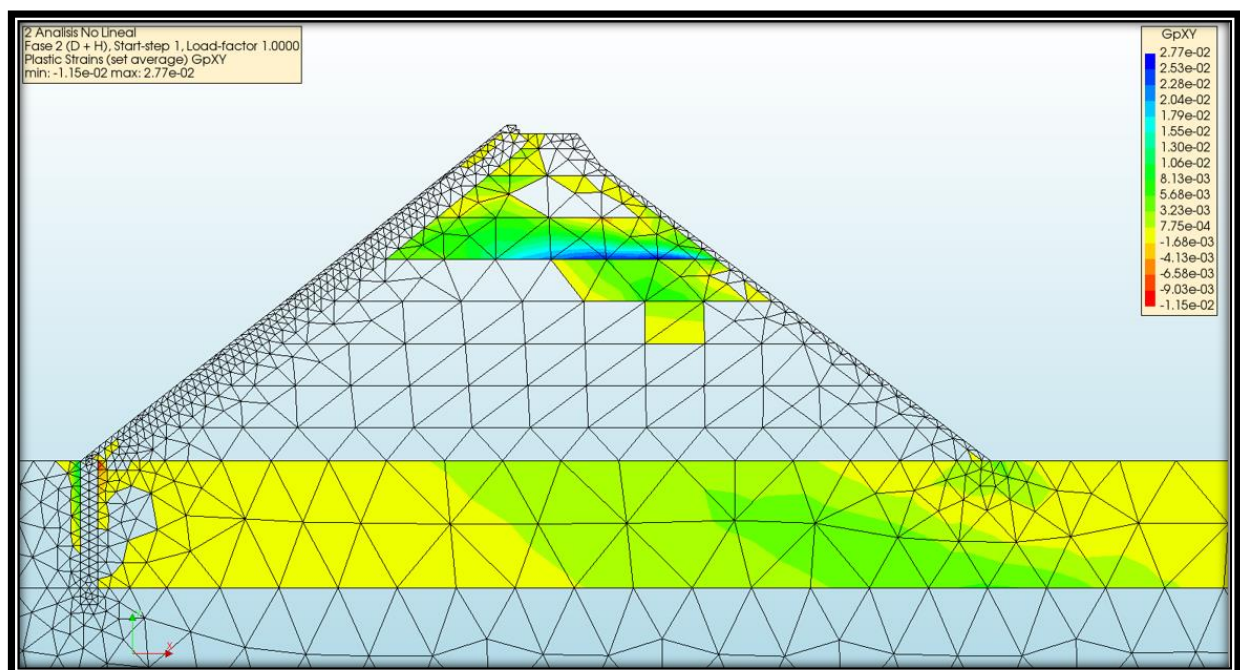


Ilustración 89: Distorsiones Plásticas.

Esta imagen muestra las distorsiones plásticas, se puede apreciar que en la faja 2 se presentan los mayores valores, y además se ve que en toda la zona del relleno aluvial bajo la presa también plastifica. Cabe destacar aquí, que la plastificación lo que busca representar es el grado de reacomodo de las partículas que conforman la escollera, debido a que se superan las tensiones de corte producto de la fricción entre las mismas, es por esto que, se busca visualizar tensiones cortantes máximas y giros.

En lo que sigue se presentara el grafico de la envolvente de las distorsiones plásticas de cada nodo perteneciente a la escollera.

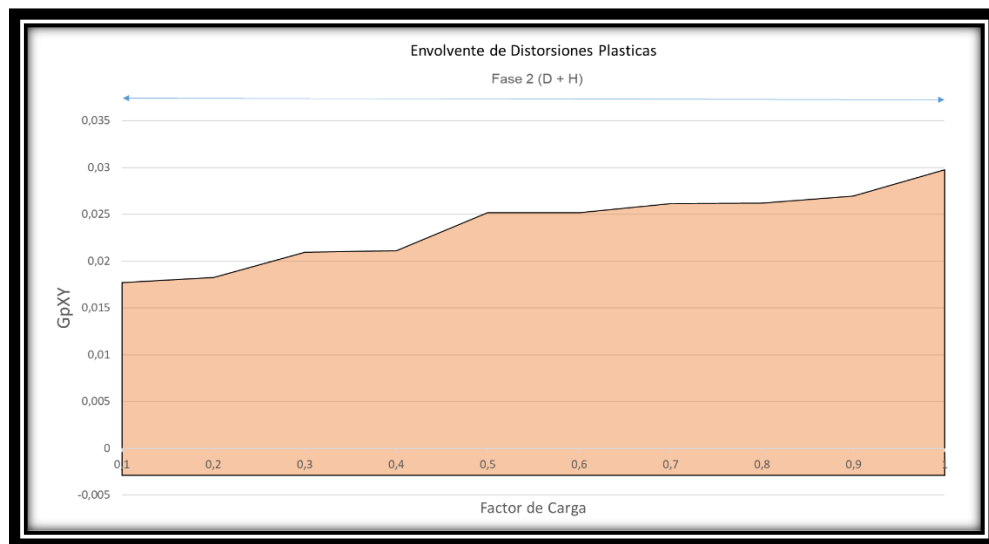


Ilustración 90: Envolvente de Distorsiones Plásticas.

Es observable que los giros tienen un signo predominante, es decir, los giros se dan predominantemente en un sentido que, en el otro, esto es por la actuación de la carga hidrostática, que genera la plastificación en la faja 3 y una zona de la faja 4.

8.2.3 Tensiones Principales de Compresión y Corte

Ahora se mostrará el gráfico de las tensiones principales de compresión y las máximas de corte.

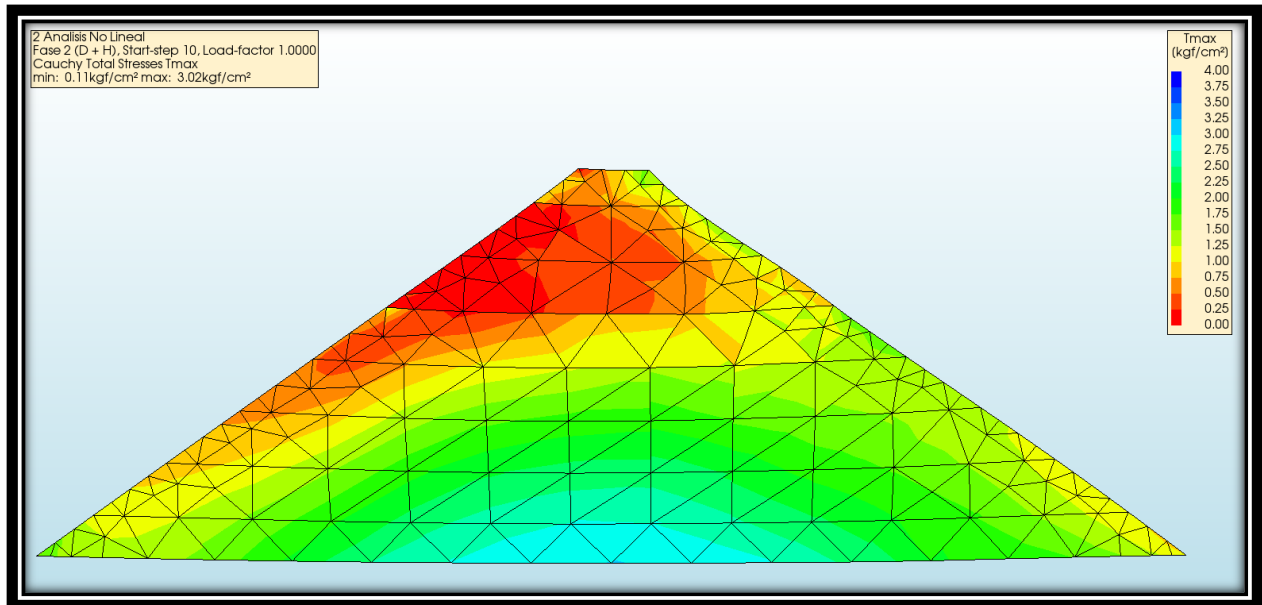


Ilustración 91: Tensiones de Corte máximas para D + H.

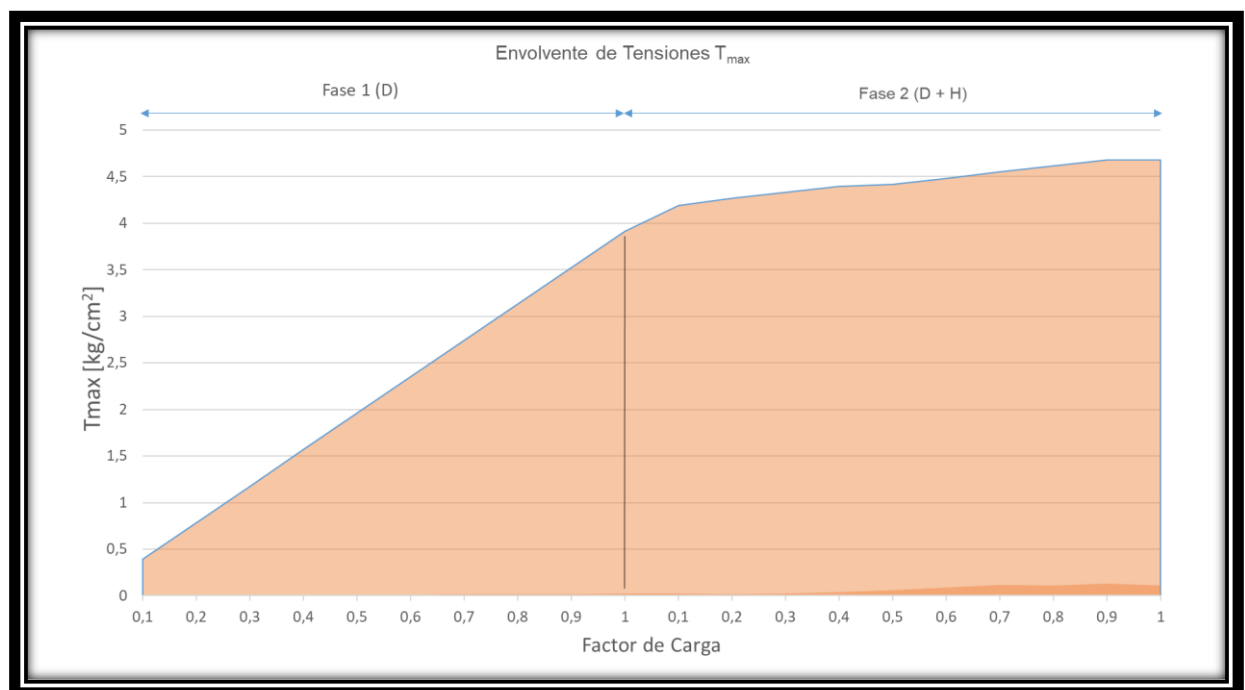
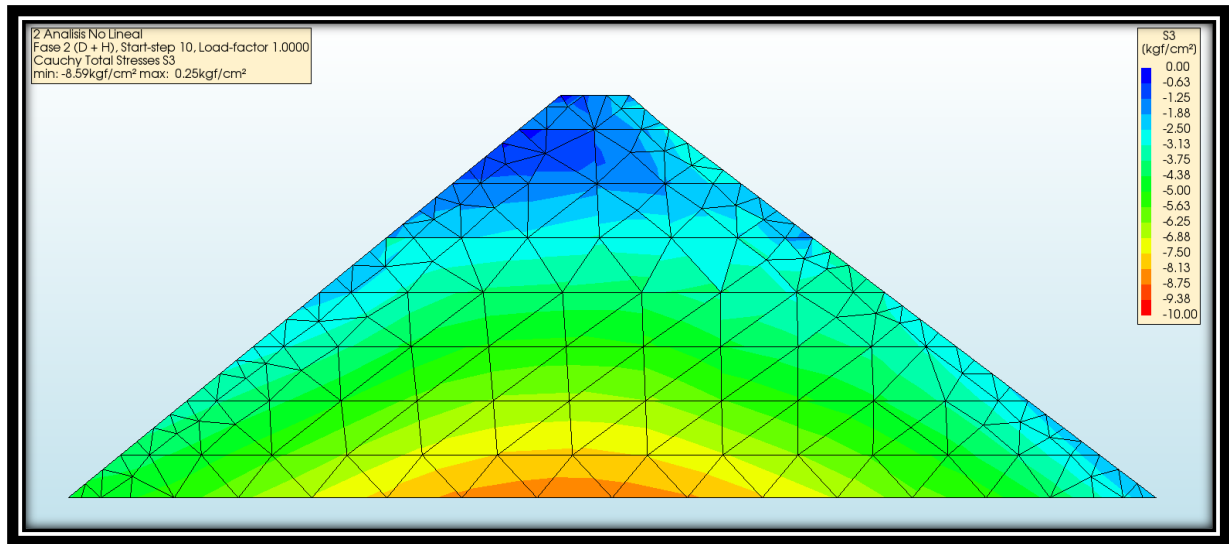
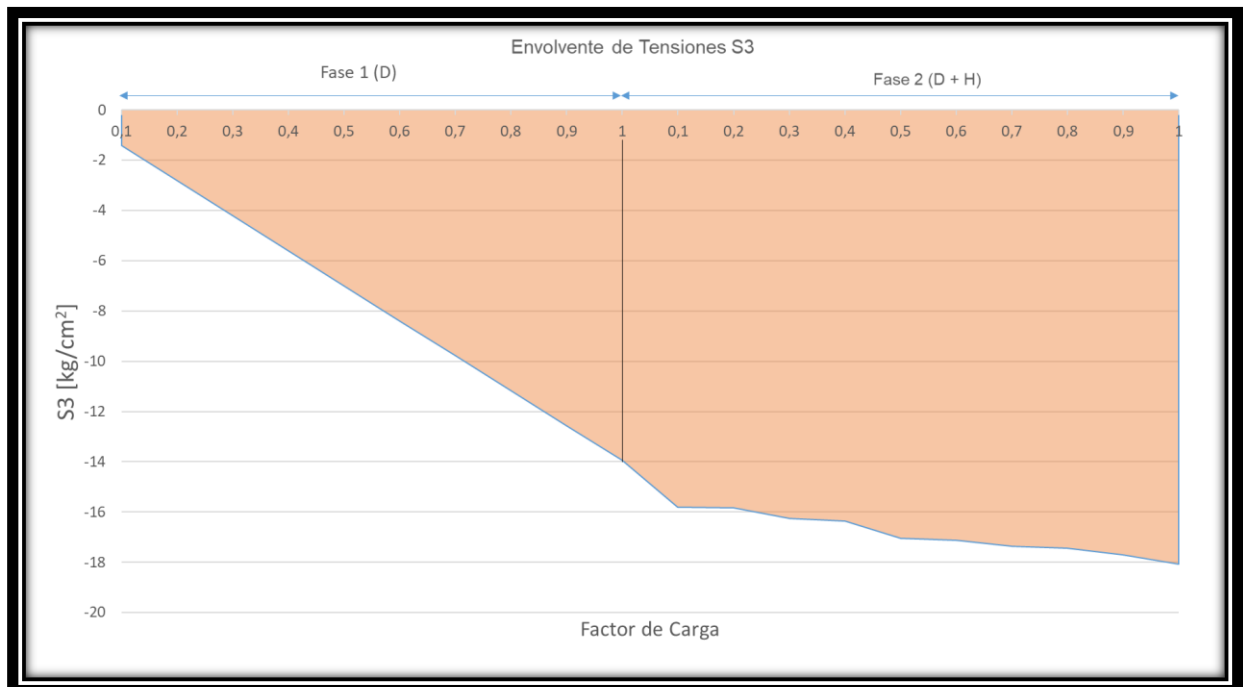


Ilustración 92: Envolvente de tensiones de Corte máximas τ_{max} para D + H.

Ilustración 93: Tensiones de σ_3 para D + H.Ilustración 94: Envolverte de tensiones de σ_3 para D + H.

Se observa que las tensiones principales σ_3 no superan los $10 \frac{kg}{cm^2}$ de compresión, siendo estas tensiones bastante bajas, pero acorde al comportamiento de la escollera.

Del mismo modo, para las tensiones máximas de cortante se observa que en la primera fase las tensiones crecen linealmente con la aplicación de la carga, observándose una no linealidad en la fase D+H debido a la plastificación.



Con todos estos resultados del Paso 2-ANÁLISIS NO LINEAL, se puede concluir que los desplazamientos son mayores que en el análisis lineal debido a la plastificación de los materiales, por lo que este último análisis pierde validez, entonces enfatizamos que es necesario el análisis no lineal mediante un modelo elastoplástico.

Partiendo de la deformación inicial que se produjo en el paso 2, se prosigue a hacer un análisis de Time-History mediante el acelerograma de la imagen 73 ya mencionado e ingresado al programa.

8.3 Paso 3 – ANÁLISIS DE VIBRACION LIBRE

La intención de este análisis es la de conocer como es la vibración libre de la estructura, permitiendo esto obtener información de los modos de vibración de la misma, como ser: cantidad de modos, frecuencia, participación modal y participación modal acumulada.

Lo primero que se debe encontrar es el número de modo de vibración para el cual la participación modal acumulada es igual o mayor al 90%. Es sabido que la cantidad de grados de libertad del sistema es igual a la cantidad de modos de vibrar del sistema por lo que en primera instancia para conocer cuántos modos de vibración tiene el sistema se debe averiguar previamente cuantos grados de libertad tiene el sistema.

Se inicia con el análisis de vibración libre y se obtiene lo siguiente:

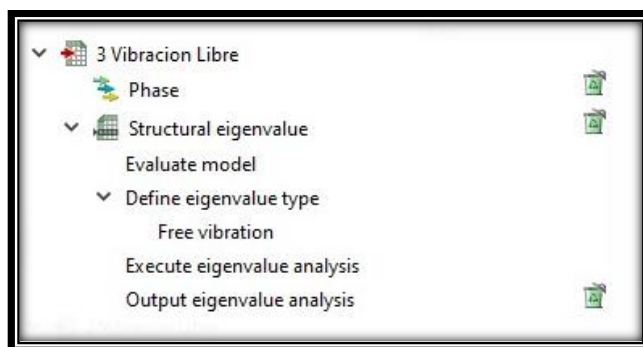


Ilustración 95: Análisis vibración libre.

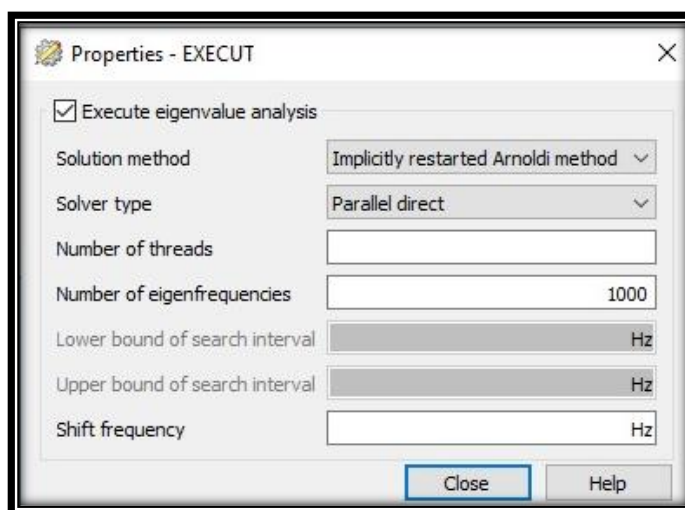


Ilustración 96: Configuración análisis vibración libre.



Una forma de conocer cuántos grados de libertad tiene el sistema es pedir al programa que calcule un valor elevado de modos de vibrar y que el mismo indique la cantidad de grados de libertad, ya que no se puede obtener más modos que grados de libertad. Entonces corriendo el análisis para 1000 modos en este caso, se observa que el programa calcula los 1000 modos, esto implica que el sistema tiene más de 1000 grados de libertad, por lo que se remite a analizar la participación modal acumulada para los 1000 modos.

Se observa que, para 1000 modos en la dirección de x, se obtiene una participación modal acumulada de 95.58%; y en la dirección de y es de 87.88%.

8.4 Paso 4 – CALCULO DE COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH

El objetivo es calcular los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh y lograr calibrar la configuración para el análisis de Time-History.

En el análisis de Time-History el amortiguamiento es considerado mediante una matriz de amortiguamiento, la cual es proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez. Esto se logra mediante la obtención de unos coeficientes de proporcionalidad para la matriz de amortiguamiento.

Las formas clásicas para calcular la matriz de amortiguamiento [$\mathbf{C}_{\text{Rayleigh}}$] dan resultados no consistentes con las pruebas experimentales, por esto Rayleigh propone formular esta misma como combinación lineal de la matriz de masa [$\mathbf{M}$] y de la de rigidez [$\mathbf{K}$].

$$\mathbf{C}_{\text{Rayleigh}} = b_0 \cdot \mathbf{M} + b_1 \cdot \mathbf{K}$$

Los coeficientes b_0 y b_1 son calculados en base a la frecuencia fundamental, una relación de amortiguamiento y la frecuencia correspondiente al modo al cual la participación modal acumulada es mayor del 90% (Manual DIANA FEA)

$$b_0 = \zeta \frac{2\omega_1 \cdot \omega_\eta}{\omega_1 + \omega_\eta}$$

$$b_1 = \zeta \frac{2}{\omega_1 + \omega_\eta}$$

ζ = relación de amortiguamiento. (valor adoptado de 0.05 para análisis)

ω_1 = frecuencia fundamental.

ω_η = frecuencia en modos superiores.

En lo que sigue se calcula los coeficientes de Rayleigh utilizando el comando correspondiente para el cual se requiere los siguientes parámetros: relación de amortiguamiento; participación modal acumulada (masa efectiva).

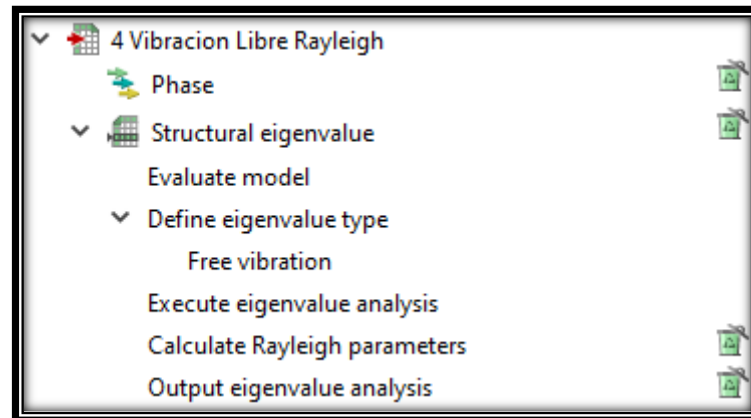


Ilustración 97: Análisis para obtener coeficientes Rayleigh.

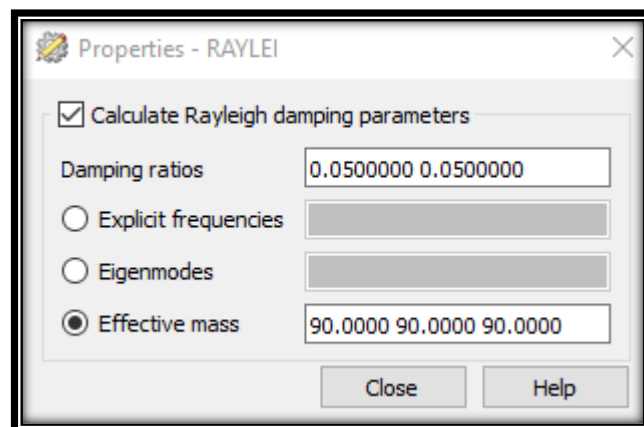


Ilustración 98: Configuración de análisis para obtener coeficientes Rayleigh.

Los valores obtenidos fueron:

RAYLEIGH DAMPING COEFFICIENTS:	
FREQUENCY	DAMP. RATIO
0.78653E+00	0.50000E-01
0.65482E+02	0.50000E-01
MASS FACTOR (a):	0.48832E+00
STIFFNESS FACTOR (b):	0.24017E-03

Ilustración 99: Coeficientes Rayleigh.

La frecuencia de $\omega_1 = 0.78653 \text{ Hz}$ corresponde a la frecuencia fundamental, y la de $\omega_{\eta} = 65.482 \text{ Hz}$ corresponde al modo 1961 con una participación modal acumulada en la dirección de y de 91.563%. Obteniendo así, $b_0 = 0.48832$ y $b_1 = 0.00024017$.

Se asignan estos coeficientes absolutamente a todos los materiales del modelo.

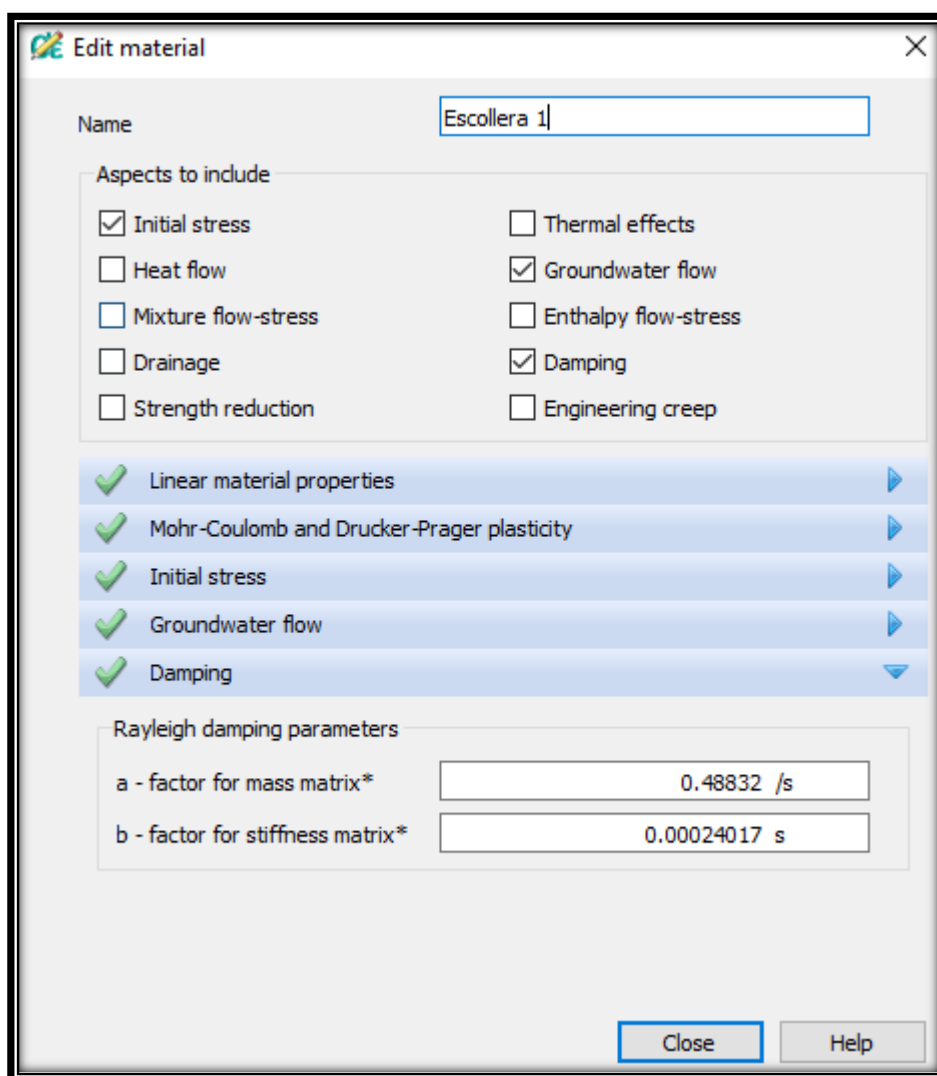


Ilustración 100: Coeficientes Rayleigh en Escollera 1.

Partiendo entonces de los materiales creados anteriormente, ahora se ingresa a las propiedades de cada uno de ellos y se tilda la opción de amortiguamiento (Damping) para colocar los parámetros obtenidos en el cálculo anterior.

8.5 Paso 5 – ANALISIS DE TIME HISTORY

Hasta aquí entonces se ha logrado: en el paso 1 se verifico que el modelo no tenga errores groseros; en el paso 2 se calibra la geometría para el análisis del Time-History, es decir, se busca que la deformación en la coronación sea similar a la medida en el perfil longitudinal; en el paso 3 y 4 se analizan la participación modal y se calculan los parámetros de amortiguamiento para utilizarlos en el análisis dinámico. Por ende, todos los pasos anteriores sirven como base para el análisis del Time-History.

Este análisis consiste en una continuación del realizado en el paso 2:

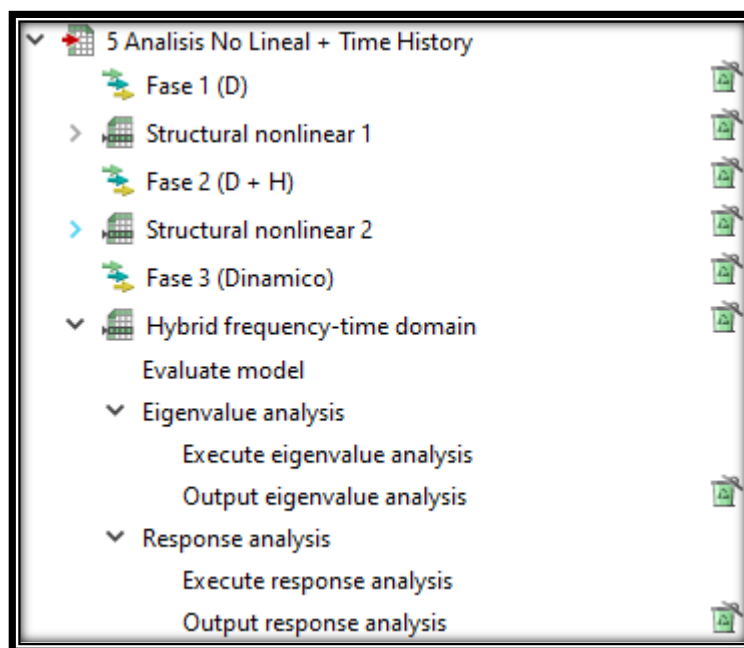


Ilustración 101: Análisis Time - History

Se observa que la fase 1 y 2 conforman al paso 2, es decir, el análisis no lineal, en la fase 3 se continua a partir de la configuración deformada ingresando el acelerograma ya mencionado anteriormente con periodo de 16 segundos, contemplando la cantidad de modos de vibración necesarios para un porcentaje de participación modal acumulada mayor al 90%.

El comando utilizado para este análisis se denomina “Hybrid frequency time domain”, el cual permite analizar la respuesta de sistemas en función del tiempo y que tienen un comportamiento no lineal. Un campo típico de aplicación es el análisis sísmico de presas, donde el líquido del embalse se considera compresible y se tiene en cuenta los efectos de absorción de fondo del vaso.

El software utiliza la superposición modal para reducir el sistema de ecuaciones. Los modos de vibrar se calculan para la parte estructural del modelo, sin contemplar los efectos del fluido en un análisis fluido-estructura.

En el caso de estudio el modelo contiene fluidos, elementos estructurales y elementos de interfase, por lo que el software al reconocer la existencia de estos elementos, automáticamente realiza el análisis en el dominio del tiempo contemplando la interacción fluido-estructura. Al mismo tiempo se permite contemplar la compresión del fluido, así como las ondas superficiales lineares, los efectos de absorción de fonde y una frontera de radiación “Sommerfeld”, esto requiere de los parámetros necesarios.

El programa realiza el análisis por segmentos de tiempo, en donde luego de cumplirse la convergencia en el mismo, se prosigue al segmento de tiempo siguiente. Cada segmento de tiempo está constituido por pasos de tiempo, cada paso de tiempo coincide con el paso del tiempo del acelerograma. El programa permite decidir cuantos pasos de tiempo se contemplan



por cada segmento de tiempo como así también la cantidad máxima de iteraciones por cada segmento. La norma de convergencia es por fuerzas (y no por desplazamientos, energías, etc.)

En una primera instancia, se realiza el análisis contemplando 1961 modos los cuales se corresponden a una participación modal acumulada mayor que el 90%, se utilizan 128 pasos de tiempo por segmento con un total 20 iteraciones como máximo, una tolerancia para la convergencia de 0.01 y de 10000 para la divergencia.

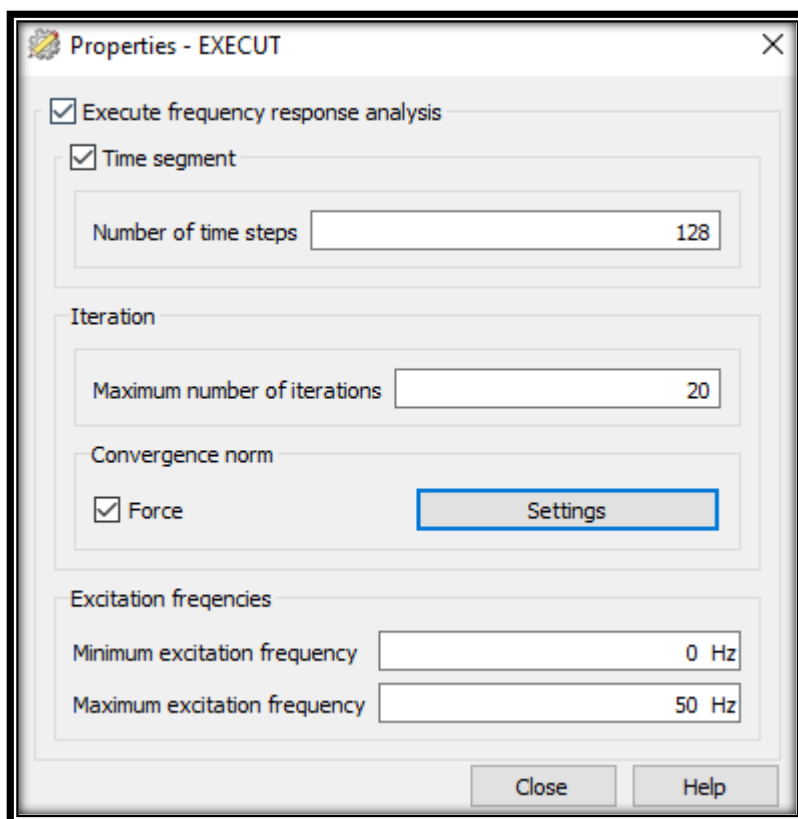


Ilustración 102: Configuración de numero de pasos de tiempo por segmento, y máximas iteraciones.

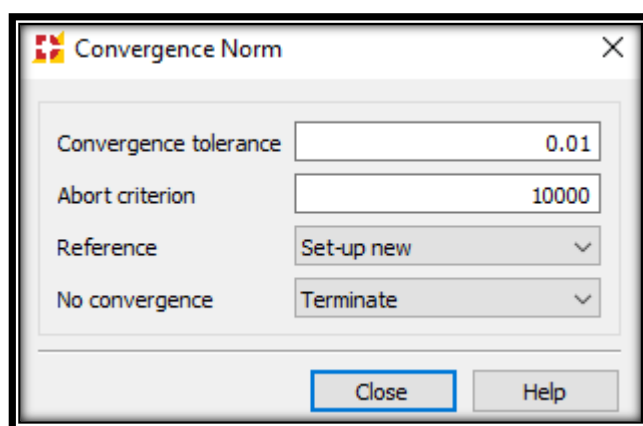


Ilustración 103: Normas para la convergencia y divergencia.



Una vez que se corre el análisis, luego de haber corrido la fase 1 y 2, y durante el análisis de Time-History en la fase 3, el software va mostrando el segmento de tiempo que se está analizando y la cantidad de iteraciones que se van realizando. Una forma de conocer en qué tiempo del acelerograma se encuentra, es multiplicando la cantidad de pasos de tiempo por segmento, por el tiempo que dura un paso de tiempo, por la cantidad de segmentos de tiempo ya corridos:

$$T_i = t \times n \times TS$$

t= paso de tiempo

n=cantidad de pasos de tiempo por segmento

TS= cantidad de tiempo de segmentos hasta el instante observado

Por ejemplo:

$$T_i = t \times n \times TS = 0.005 \text{ segundos} \times 128 \times 39 = 24.96 \text{ segundos}$$

ITERATION	1 TERMINATED
ITERATION	2 TERMINATED
ITERATION	3 TERMINATED
TIME SEGMENT	39 TERMINATED, CONVERGENCE AFTER 3 ITERATIONS

Ilustración 104: Ejemplo de como muestra el software el mensaje de convergencia de cada segmento.

Entonces se observa en el ejemplo, el programa logro analizar 24.96 segundos del acelerograma.

La primera vez que se corrió el análisis, se encontró la dificultad de que el software demoraba mucho tiempo en cada segmento de tiempo, por lo que se remitió a optimizar el mallado para así reducir la cantidad de modos de vibración y se utilizó el modo de vibración correspondiente para el 80% de participación modal acumulada en la dirección de X, logrando así correr el análisis en aproximadamente 6 horas.

MODO	FRECUENCIA [hz]	MASA EFECTIVA	PARTICIPACION MODAL	PARTICIPACION MODAL ACUMULADA
50	8,66	2353,60	6,71	80,49

Tabla 14: Resultados análisis vibración libre, para modo número 50.

Así, se pide ver:

- ❖ Historia de desplazamientos nodales.

- ❖ Historia de tensiones, normales y cortantes globales.
- ❖ Historia de distorsiones plásticas.
- ❖ Historia de velocidades nodales globales.
- ❖ Historia de aceleraciones nodales globales.

La forma más práctica de visualizar este tipo de resultados es mediante un video, el cual muestra la secuencia de resultados, por ende, se mostrarán los mismos en formato de gráfico.

8.5.1 Historia de desplazamientos nodales

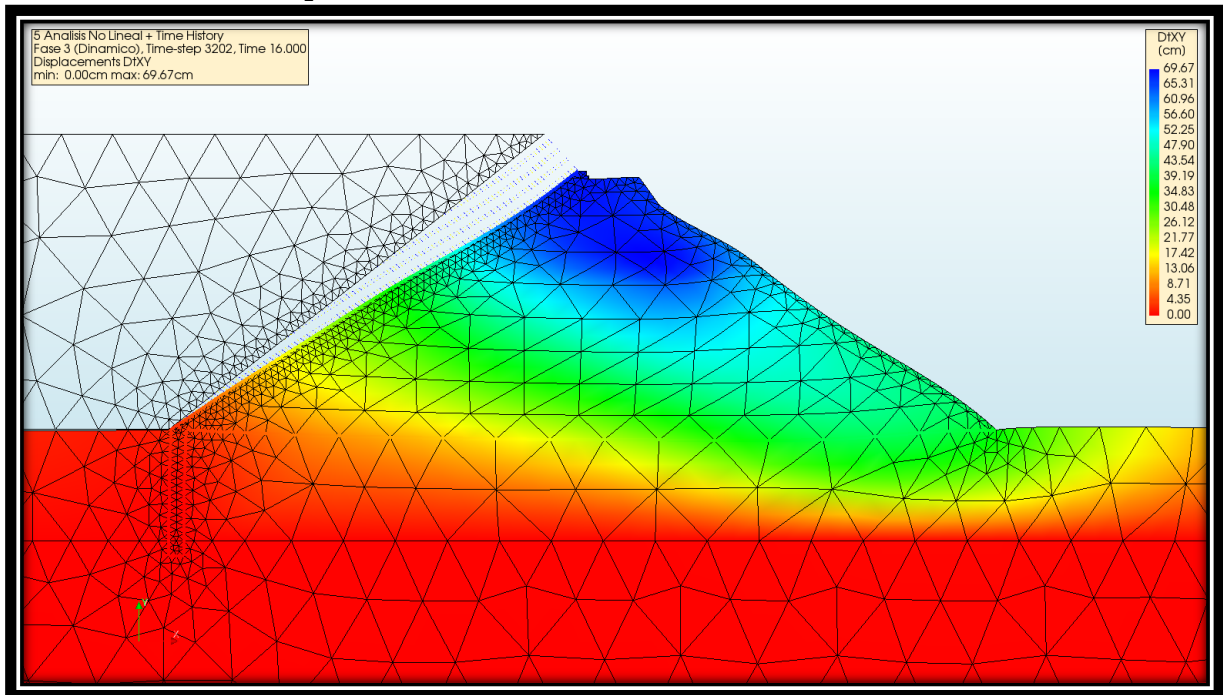
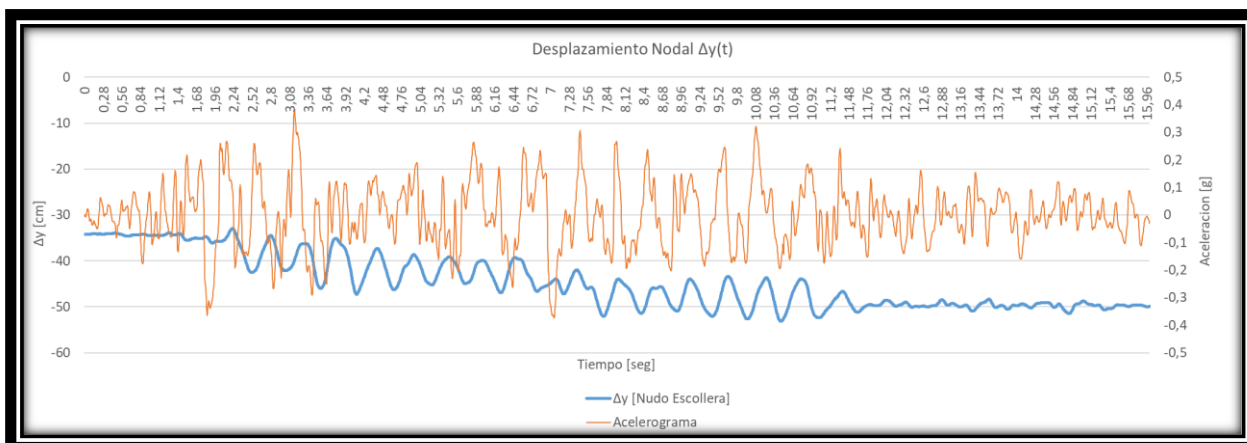
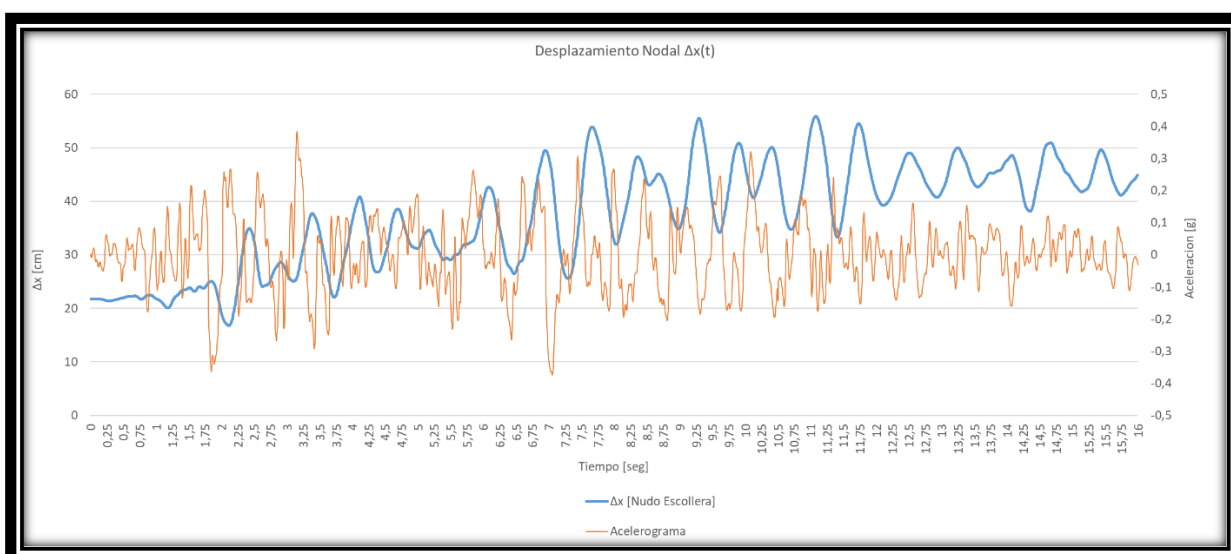


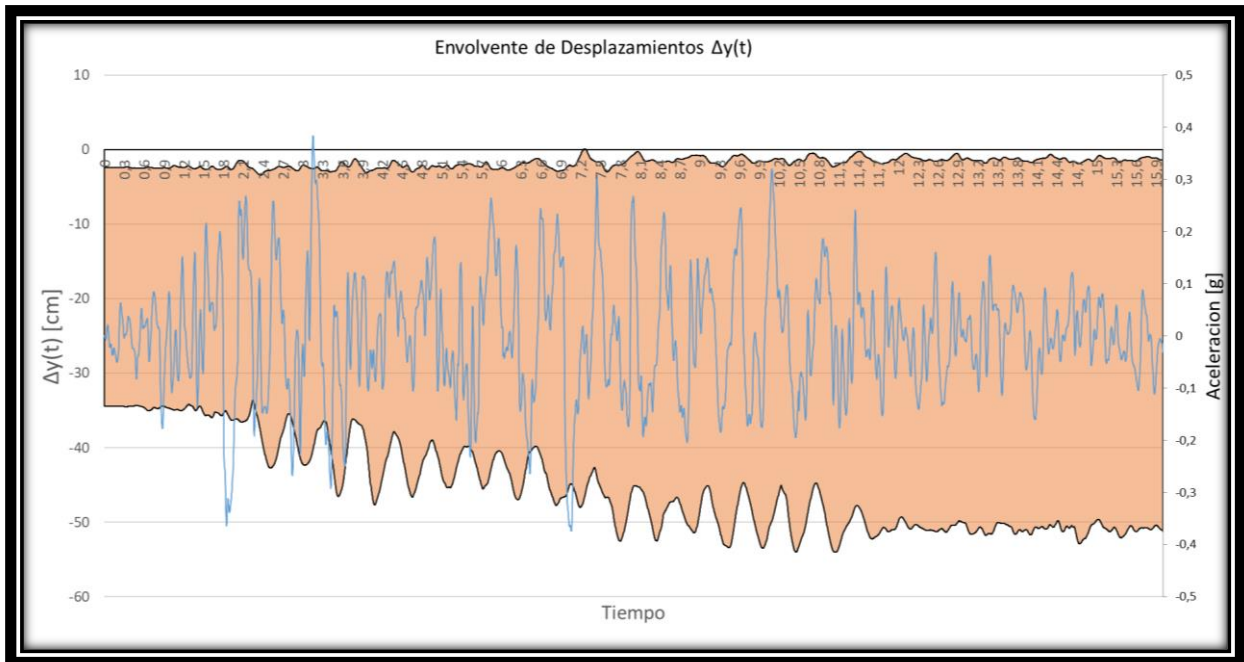
Ilustración 105: Desplazamientos $D_{xy}(t)$

En lo que sigue se mostrara los desplazamientos nodales para el tiempo total de 16 segundos propios del acelerograma, porque una vez finalizado este, se pueden despreciar los desplazamientos por ser pequeños en comparación a los obtenidos en el plazo ya definido. El nudo que se analiza corresponde a la coronación debido a que es el que pertenece al perfil longitudinal relevado en la presa.

Para una mejor comprensión de la respuesta de la estructura, en todos los gráficos se superpone el acelerograma para relacionar las aceleraciones con la respuesta estructural.

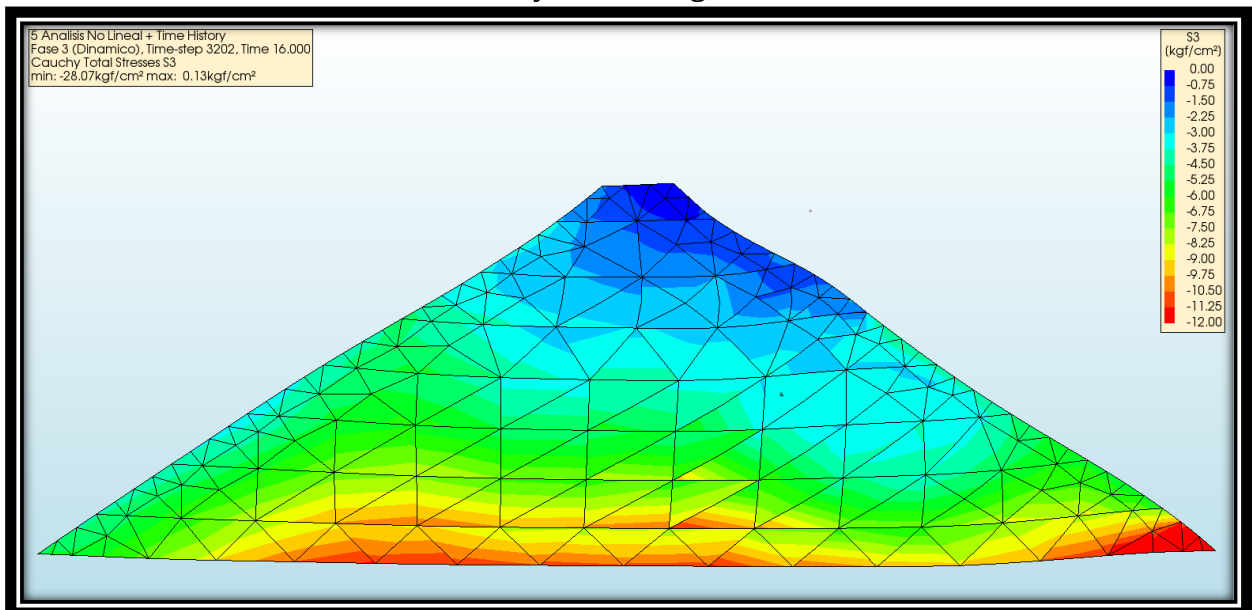
Ilustración 106: Desplazamiento de nodo de coronación $\Delta y(t)$ y acelerograma $g(t)$ Ilustración 107: Desplazamiento de nodo de coronación $\Delta x(t)$ y acelerograma $g(t)$

Se evidencia que, si bien los desplazamientos nodales en la dirección X e Y se incrementan, estos se estabilizan una vez finalizados los picos del acelerograma, pero son permanentes, por tanto, se relacionan directamente con la plastificación de la escollera. Finalmente se obtuvieron desplazamientos $\Delta y = -50\text{cm}$ y $\Delta x = 45\text{cm}$.

Ilustración 108: Envolvente desplazamientos $\Delta y(t)$

En la envolvente de desplazamientos de Δy se puede observar los desplazamientos de cada uno de los nodos de la escollera, es evidente que existen nodos que se asientan mas que otros, siendo los de las fajas inferiores los menos afectados, y los más cercanos al plinto, tienen desplazamientos menores a 5cm.

8.5.2 Historia de tensiones, normales y cortantes globales

Ilustración 109: Tensiones $\sigma_3(t)$

Se compararon las tensiones σ_3 luego de 16 segundos, con las tensiones σ_3 para el estado de cargas D+H, y se observó que los esfuerzos varían de forma progresiva $-1 \frac{kg}{cm^2}$ en la

coronación, a $-9 \frac{kg}{cm^2}$ para la zona cercana a la fundación, mientras que, luego del sismo aparecen zonas con concentración de tensiones alcanzando $-12 \frac{kg}{cm^2}$, y otras donde las tensiones se liberan rondando valores de $-1 \frac{kg}{cm^2}$, por tanto, la variación ya no es progresiva.

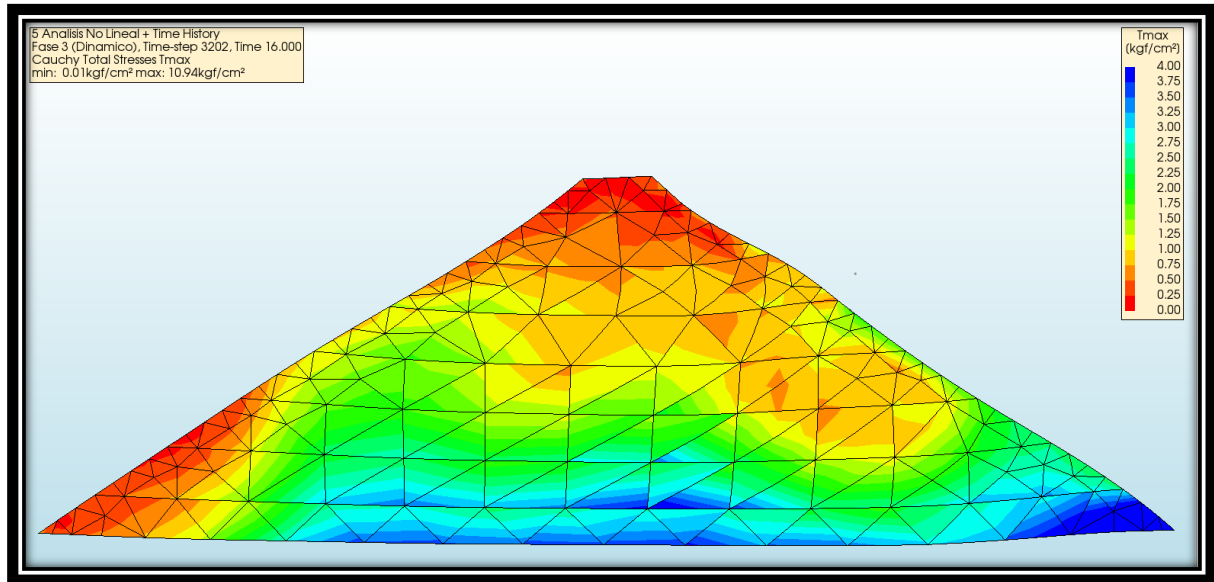


Ilustración 110: Tensiones cortantes máximas $\tau_{max}(t)$

En la fase 2, para D + H, se observa que las tensiones de corte en el interior de la escollera rondan valores de $3 \frac{kg}{cm^2}$, y luego del sismo a los 16 segundos se observa que las tensiones toman valores de $4 \frac{kg}{cm^2}$, esto nos indica que la tensión máxima que logra tomar la escollera ronda esos valores, porque una vez superadas se da la plastificación y el material se deforma sin incrementarse las tensiones. Si se puede observar una diferencia en la distribución de las tensiones, donde para el estado de cargas D y D + H, varían de forma progresiva, y luego del sismo, estas se modifican incrementándose en algunas zonas y decayendo en otras. Cabe destacar que, durante el sismo, las tensiones varían por cada paso de tiempo, lo cual implica que no tiene mucho sentido analizar la historia tensiones cortante, sino más bien, analizar como varían las distorsiones plásticas, ya que son estas las que definirán la forma final de la presa.

8.5.3 Historia de distorsiones plásticas

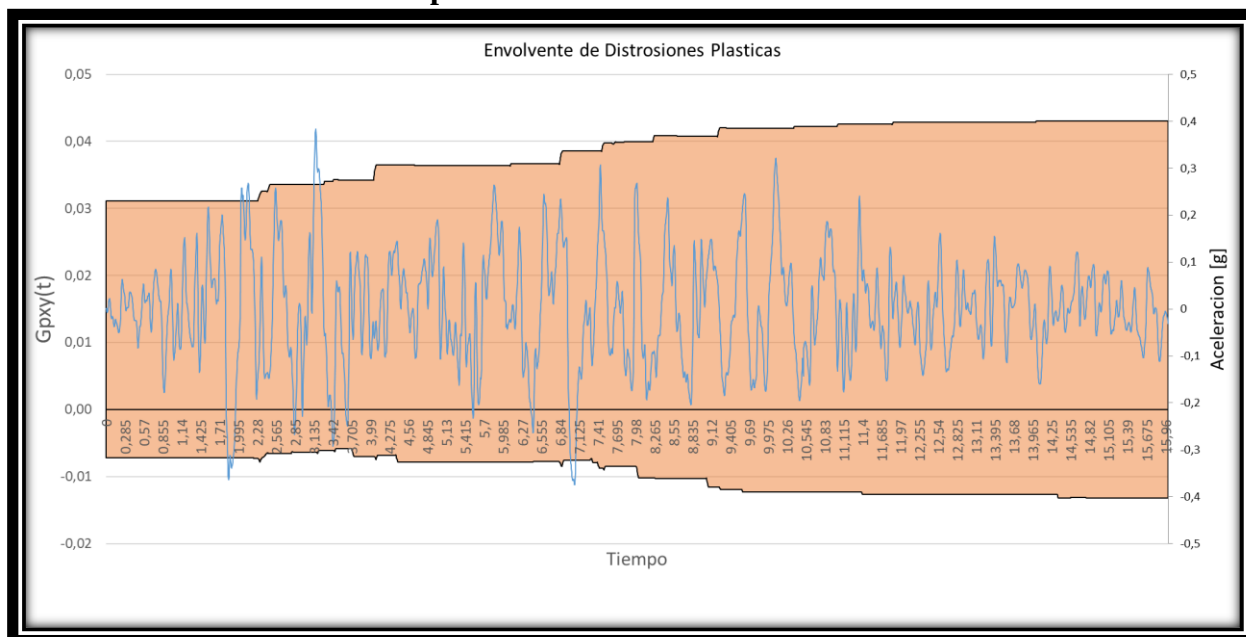


Ilustración 111: Distorsiones plásticas Gpxy(t)

Observando el gráfico de la fase 2, al final del análisis se obtuvo una distorsión de 0.03, valor que da inicio al gráfico de la fase 3, esto quiere decir que los resultados son consistentes. Se evidencia que a medida que se avanza en el acelerograma se va incrementando la plastificación, por lo que el material se va deformando buscando su propio equilibrio, y generando nuevas distribuciones de tensiones, siendo posible que a medida que se avance en el acelerograma, en algún segmento de tiempo, el material se deforme sin lograr su estabilidad, provocándose así el colapso. Esa situación de colapso no se observa, debido a que las distorsiones se mantienen en cierto rango, alcanzando valores de $[-0.01; 0.04]$, sin incrementarse de forma súbita, y además, en cada segmento de tiempo, el método numérico logra la convergencia, implicando esto, que el material, si logra su propia estabilidad global.

8.5.4 Historia de velocidades nodales globales

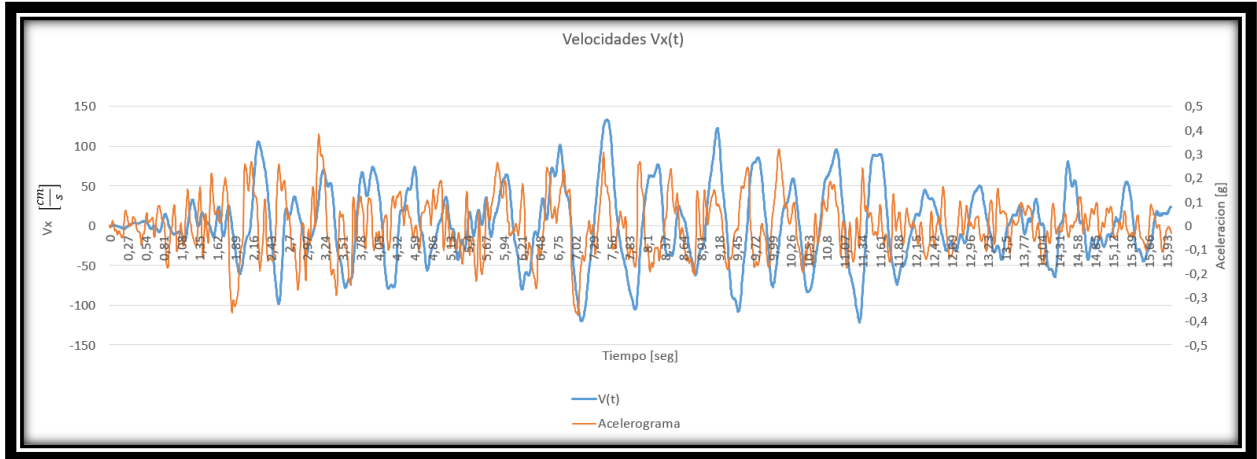


Ilustración 112: Velocidades $V_x(t)$

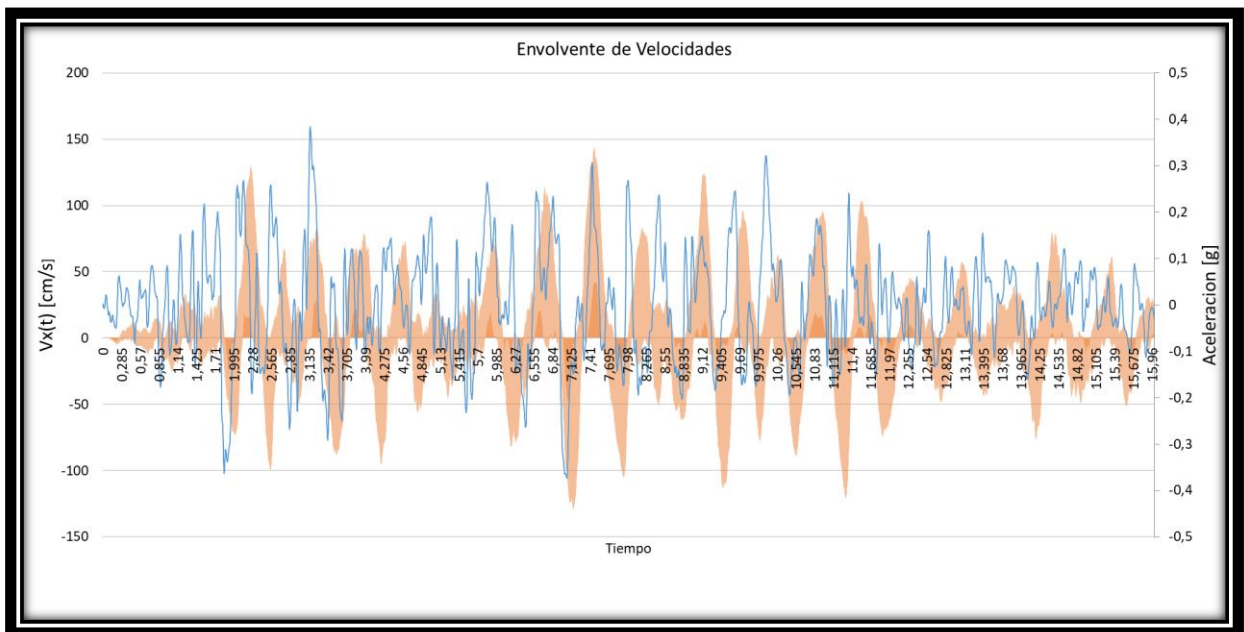


Ilustración 113: Envoltura de velocidades $V_x(t)$

Aquí, a modo informativo se presentan las velocidades tanto en el nudo de la escollera, como para toda la escollera mediante la envolvente de velocidades.

8.5.5 Historia de aceleraciones nodales globales

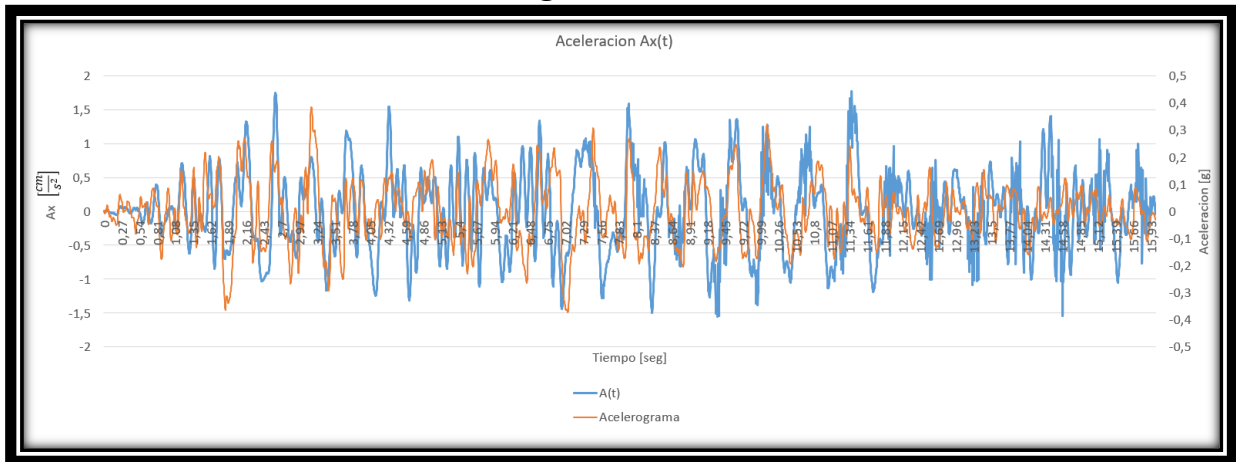


Ilustración 114: Aceleraciones $A_x(t)$

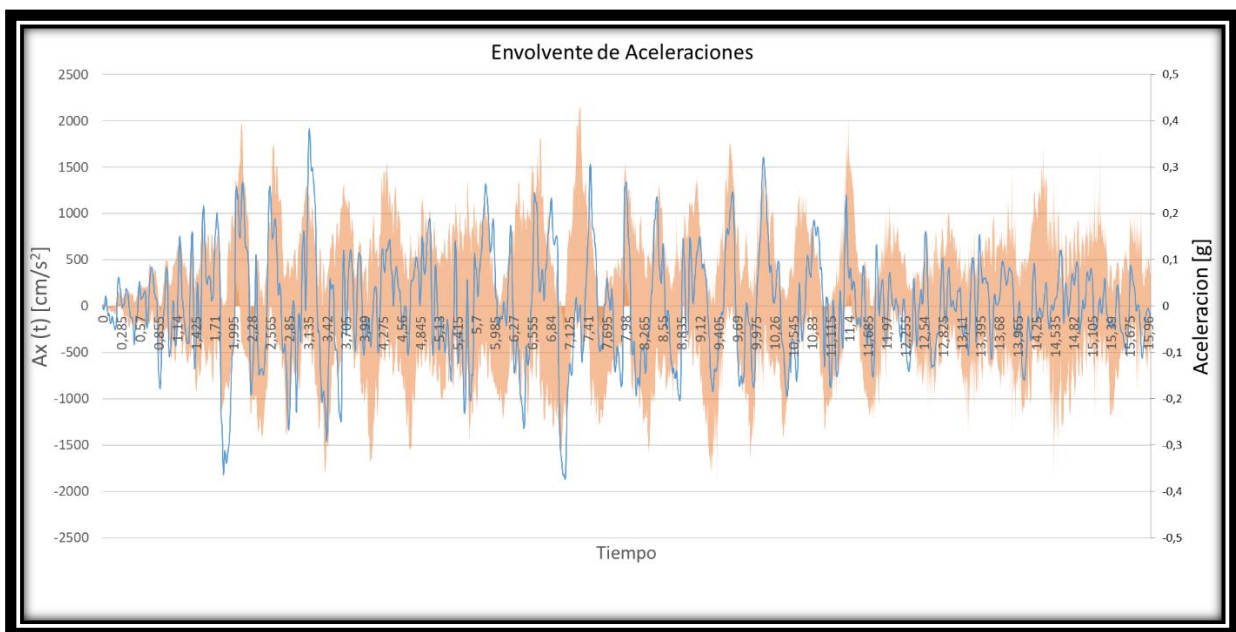


Ilustración 115: Envolvente de Aceleraciones $A_x(t)$

Del mismo modo, para las aceleraciones nodales, se muestra la historia de aceleraciones en el sentido de x, para el nodo de la coronación, como para todos los nodos de la escollera mediante la envolvente de aceleraciones. Esto simplemente da la idea de la rigidez de la escollera con su modo de vibrar, siendo este último constituido por picos sucesivos y no de forma suavizada, entendiendo que la presa es bastante rígida, más que por su modulo elástico, debido a su geometría piramidal con taludes bastante tendidos. Esto se menciona simplemente a modo de comparación con otras estructuras.



9 Conclusión y Futuras Líneas de Investigación

En el presente trabajo se ha hablado en un principio sobre la problemática que existe sobre la Presa de Escollera del dique Campo Alegre. La misma posee considerables deformaciones observables a simple vista incluyendo infiltraciones en el espaldón aguas abajo. Además, se destacó la importancia de la obra, tanto para el pueblo de la Caldera como para la ciudad de Salta Capital, por lo que resulta relevante realizar un diagnóstico general de la obra para así lograr identificar en lo posible los problemas estructurales en el presente y prevenir conflictos de serviciabilidad en un futuro y estimar la seguridad estructural.

En el proyecto se tuvo la intención de resolver la problemática desde la perspectiva antes mencionada, realizando un análisis dinámico, debido a que el sismo es un problema de importancia estructural para la presa, el cual puede significar desde la pérdida de funcionabilidad, hasta el colapso de la misma.

El análisis dinámico consiste en obtener la respuesta estructural en términos de tiempo, para lograr esto se necesita cierta información, la cual se debe obtener a partir de: estudios topográficos, geotécnicos, geológicos, hidrológicos, entre otros, realizados in situ y en gabinete. Los estudios requieren de equipos e instrumentación sofisticada, lo cual para el contexto del presente trabajo no se dispuso en su totalidad. Por lo tanto, los alumnos se remitieron a realizar investigación en bibliografías para la obtención de aquellos parámetros necesarios para el análisis mencionado. Sin embargo, no toda la información se halló en las bibliografías, por lo que se tuvo que ingeniar como obtener los parámetros con las herramientas disponibles.

Como punto de partida, se comenzó por el estado del arte en cuestión, es así que, se investigó en libros de: ingeniería de presas, geotecnia, plasticidad, métodos numéricos, mecánica de rocas, dinámica estructural, proyectos finales similares, entre otros, para establecer un procedimiento a seguir. Dicha información se encuentra detallada en el capítulo 2 para consulta y ser utilizada para elaborar el procedimiento que se siguió en el trabajo.

En los textos de plasticidad se encuentra que existen teorías para analizar medios discretos y continuos. Si bien la escollera es un medio discreto, la bibliografía remarca que a gran escala la misma se comporta como un medio continuo, es por ello que es válido analizar la presa mediante el modelo de Mohr Coulomb y Drucker Prager, pero al mismo tiempo se encuentra la limitante de que el modelo pierde validez luego de producido el colapso de la escollera.

Una vez establecido el camino a seguir para el análisis dinámico, el paso siguiente fue determinar el software a utilizar. Es así que se encontró el DIANA FEA, software de elementos finitos que admite geometrías 2D y 3D el cual posee modelos constitutivos para análisis de estructuras y geotécnicos.

Luego se determinó que parámetros se podían obtener mediante ensayos, y cuales se debían consultar en bibliografías. En los capítulos 3 y 4 se detallan los parámetros que se obtuvieron con ensayos, y en el capítulo 6, se detalla la obtención de parámetros mecánicos, en donde se recuerda que el módulo elástico, a partir de la densidad obtenida de laboratorio y los ensayos de prospección geofísica, se obtuvo para cada una de las fajas descritas en el capítulo 7.

El primer paso a realizar dentro del software fue la creación del dibujo representativo del modelo físico de la presa. En un principio se tuvo la intención de realizar un modelo 3D, pero

se encontró la dificultad de no poder realizar un relevamiento topográfico complejo de la cerrada y de la presa, debido a cuestiones de seguridad y de tiempo. Por esta razón, se simplificó el trabajo a un modelo 2D, cuya elaboración se realiza en el capítulo 5.

Una vez realizado el dibujo de la sección e ingresado al software, se procedió a ingresar todos los parámetros ya obtenidos en los capítulos anteriores de la estructura. Seguido de esto, se crearon los casos de análisis, esto se describe en los capítulos 7 y 8.

Se realiza la verificación de acuerdo a la imagen 13 del capítulo dos, en la que determinamos si la presa cumple con el criterio de seguridad de acuerdo a las deformaciones horizontales, asociadas a potenciales tensiones de compresión excesivas en las pantallas. Es así que ingresando en el ábaco con $\frac{A}{H^2}$ y con $\frac{E}{\gamma H}$, tenemos:

$$\frac{A}{H^2} = \frac{4304 \text{ m}^2}{(42 \text{ m})^2} = 2.44 \quad \left\{ \begin{array}{l} A \text{ es el área de las pantallas} \\ H \text{ la altura de la presa} \end{array} \right.$$

$$\frac{E^*}{\gamma H} = \frac{155 \text{ MPa}}{0.01 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} 42 \text{ m}} = 369 \quad \left\{ \begin{array}{l} E \text{ es el módulo elástico de la escollera} \\ \gamma \text{ es el peso específico del agua} \end{array} \right.$$

(*) E es el módulo elástico de la escollera obtenido como promedio de los módulos para todas las fajas

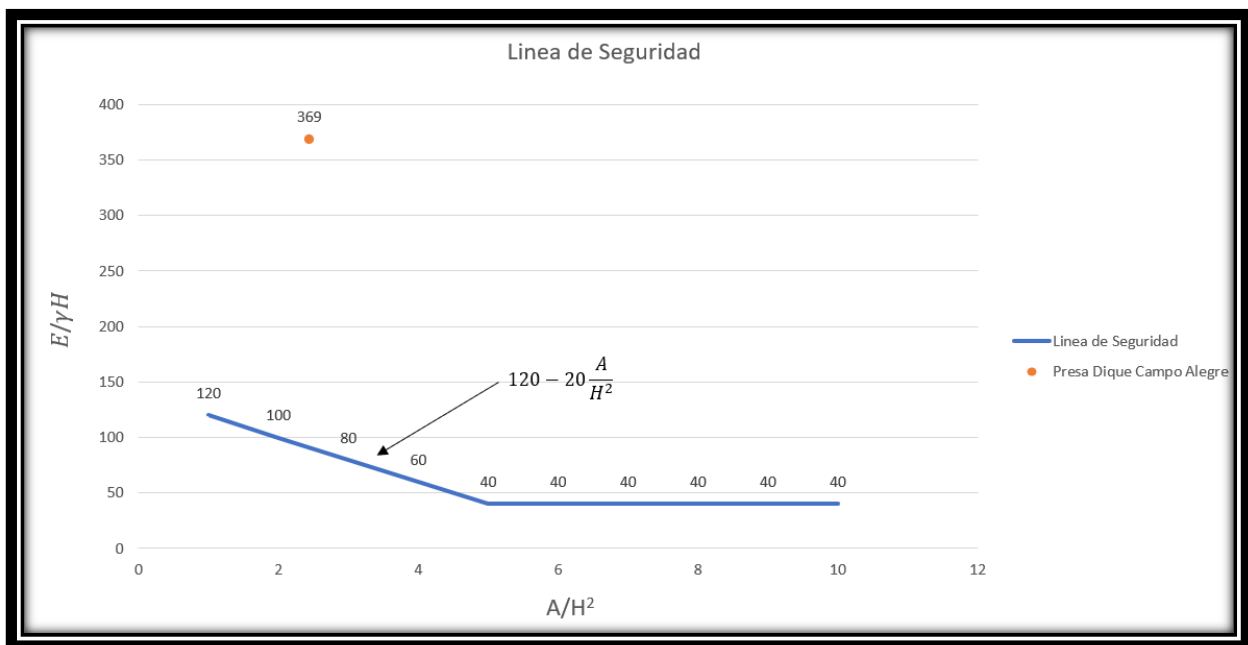


Ilustración 116: Línea de seguridad.

Se puede apreciar en el gráfico que el punto correspondiente a la presa de escollera del dique campo alegre cumple con dicho criterio, el cual es solo un somero indicador de acuerdo a mediciones obtenidas en presas de todo el mundo (Espinoza 2010).

Finalmente se analizan los resultados obtenidos en el análisis estructural, realizados en capítulo 8 para lograr elaborar una conclusión sobre la seguridad estructural.

En el análisis de Time History se logra la convergencia para todos los segmentos de tiempo, esto quiere decir que, el material logra su propia estabilidad para los 16 segundos del acelerograma, y visualizando la envolvente de las distorsiones plásticas, se observa que estas permanecen en un cierto intervalo y no crecen descontroladamente, implicando así, que la presa no colapsa. Si para algún segmento de tiempo se diera una divergencia, esto implicaría una inestabilidad, que puede ser del material o numérica, es decir, existiría la probabilidad del colapso de la presa. Si se diera esta situación, se debería realizar otros tipos de análisis teniendo mayor control sobre los desplazamientos, utilizando otras técnicas numéricas desarrolladas para este fin.

9.1 Recomendaciones.

Debido a la existencia de la nueva planta potabilizadora de agua en la presa escollera, que beneficiara a toda la ciudad de salta, el nivel de monitoreo y mantenimiento de la misma presa debe aumentar para mantener la seguridad. Debido a que la presa ha presentado infiltraciones importantes como se muestra en la imagen 6 del capítulo 1 y deformaciones que se observan a simple vista, se sugiere que se instale en la estructura instrumentos de auscultación, para controlar exhaustivamente las deformaciones ya existentes. También se sugiere la reparación como el debido control de las fisuraciones en las pantallas de hormigón y en la unión de estas con el plinto.



Ilustración 117 Reparación de junta perimetral, apoyo de pantalla sobre el plinto.



9.2 Futuras líneas de investigación.

Para seguir aportando conocimientos a la investigación de la presa de escollera, se plantea para elaborar un modelo de 3 dimensiones cuya geometría debe ser calibrada mediante un relevamiento topográfico completo de la presa como de la cerrada, utilizando además también los planos originales y sondeos sobre el cauce al pie de la presa aguas abajo.

Como segunda etapa se recomienda utilizar un modelo de Hardening Soil (endurecimiento del suelo), el cual será calibrado mediante fórmulas empíricas cuyos parámetros se obtienen de simples ensayos de laboratorio, esto debido a la imposibilidad de realizar un ensayo triaxial del rockfill (escollera). Para lograr este fin, se recomienda utilizar la publicación “Modeling the triaxial behavior of riverbed and blasted quarried rockfill material using hardening soil model”- Journal of rock mechanics and geotechnical engineering – N.P Honkanadavar, K.G Sharma. A modo de verificar la resistencia de la roca que compone la escollera, se deberá hacer un ensayo de compresión simple y a flexión simple. Consultar: Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes – Ramirez Oyanguren, P, Monge, L. ASTM D4543, ASTM D2936, ASTM D7012. “The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization” Testing and Monitoring: 2007 (Blue book).

Como tercera etapa se sugiere realizar ensayo de triaxial del relleno aluvial, ensayo de infiltraciones, y ensayo de permeabilidad, incluyendo la permeabilidad de la cortina de inyecciones, esto es para calibrar los parámetros de relleno aluvial como del análisis de infiltración. Cabe recordar que, en la presa hasta la fecha, no existen instrumentos de auscultación.

Como última etapa se recomienda hacer una simulación de colapso de la presa mediante elementos discretos.



10 Bibliografía

- Zienkiewicz, O. C. – Taylor, R. L. – 1994. – EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS – 4 e.d. Vol 1 – Barcelona – Editorial CIMNE.
- Hai-Sui Yu – 2006 – PLASTICITY AND GEOTECHNICS – 1 e.d. – USA, New York – Editorial SPRINGER.
- Pere – Prat – 2006 – ECUACIONES CONSTITUTIVAS, ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD – Barcelona, España – Universidad Politécnica de Barcelona.
- Espinosa, Manuel E. – 2010 – INGENIERIA DE PRESAS DE ESCOLLERA – San Juan, Argentina – Universidad Nacional de Cuyo.
- Oyanguren, Pedro Ramirez – Alejandro Monge, Leandro – 2004 – MECANICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERIA DE TALUDES – Madrid, España – Universidad Politécnica de Madrid.
- Computational Mechanics department of TNO Building and Construction Research Institute, 2021 – Manual de DIANA FEA.
- Amador, S.A. – 2018. -ANALISIS DE PROPIEDADES GEOTECNICAS DE ALGUNAS ROCAS COMUNES EN CHILE-. Santiago de Chile – Universidad de Chile, facultad de ciencias físicas y matemáticas.
- CNEGP (comité nacional español de grandes presas). -2015.-CRITERIOS PARA PROYECTOS DE PRESAS Y SUS OBRAS ANEJAS, TOMO 2, Presas de materiales sueltos. - Colegio de ingenieros de caminos, canales puertos.
- Ortega, G.J, -2004.- ANALISIS DE PROCESOS DE EROSION LOCAL EN MARGENES DE CAUCES FLUVIALES CON CURVATURA EN PLANTA. Vol1. -Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Vallarino Cánovas del castillo, E. -1998.- TRATADO BASICO DE PRESAS, Tomo 1, cuarta edición corregida y ampliada. -Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Terzaghi, K. -1996- SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, Tercera edición. -A wiley-interscience publication, John Wiley and sons, INC. -New york, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore.
- Lopez Prado, A. -2016. -TESIS: EVALUACION GEOFISICA GEOTECNICA DEL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA CHILIA, REGION HUANUCO-ANCASH. -Universidad nacional de San Agustín de Arequipa-Perú, facultad de geología, geofísica y minas, Escuela profesional de ingeniería geofísica.
- Hubert, C.D. -2016. -TESIS: CARACTERIZACIONES DINAMICAS DEL SUELO UTILIZANDO LA TECNICA DE MASW Y MICROTREMOR EN ZONAS URBANAS. -Universidad Nacional de Córdoba-Argentina, Escuela de geología facultad de ciencias exactas, físicas y naturales.
- Modenesi M., TESIS: ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DE TÉCNICAS DE MICROTREMORES Y SU APLICACIÓN PARA CARACTERIZACIÓN DE GEOLOGÍA URBANA- Universidad Nacional de Córdoba, Escuela de Geología- Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales – 2015.
- SeisImager / SWTM - Manual Software de Windows para análisis de ondas superficiales y análisis de sismica de refracción - Geometrics, inc. 2005, 2006, 2009.

Anexo 1

Durante el relevamiento de la presa, se construyó un mojón con las siguientes coordenadas geográficas: Latitud $24^{\circ}34'32.156''$; Longitud $65^{\circ}22'04.3''$; Altura 1485.226m. El mojón se construyó con la intención de ser utilizado en el futuro para un relevamiento topográfico del espaldón aguas debajo de la presa.



ANEXO 1 Ilustración 118

Estos datos fueron hallados con un GPS Geodésico como se ve en la siguiente imagen:



ANEXO 1 Ilustración 119 relevamiento de Mojón con GPS Geodésico.

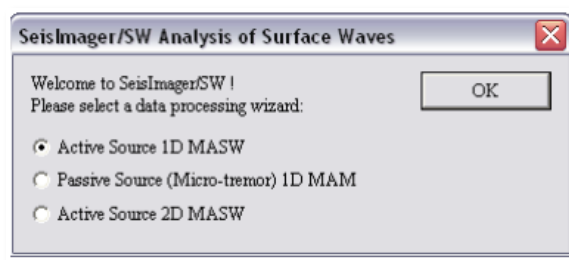
Anexo 2

2.1 Procesamiento de datos para MASW 1D del manual SeisImager.

Haga doble clic en el icono del asistente de análisis de ondas superficiales

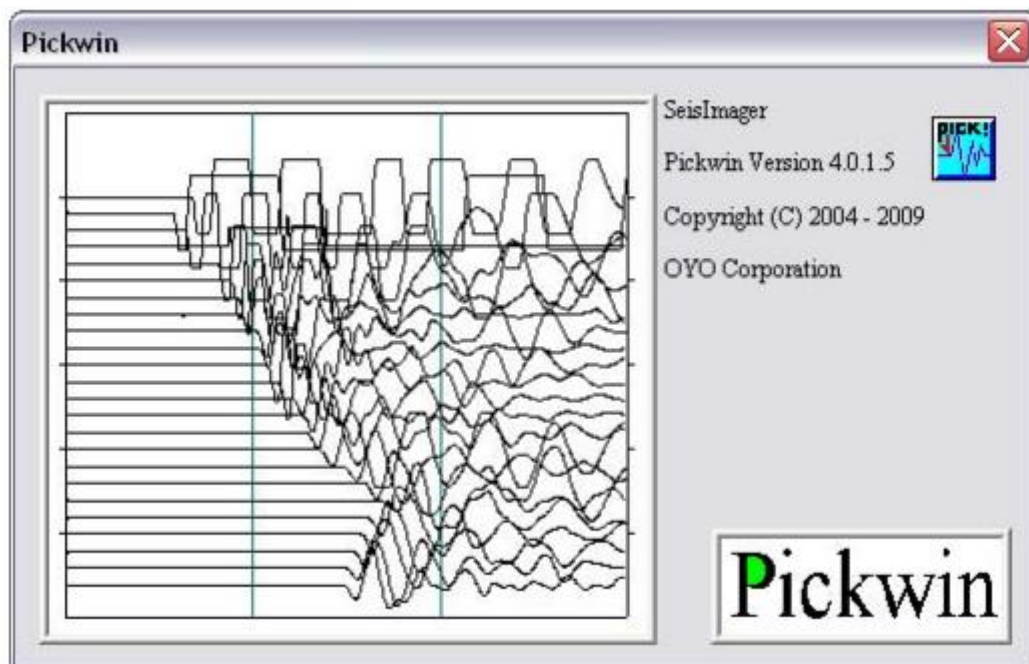


Aparece el cuadro de diálogo. Seleccione Fuente activa 1D MASW y haga clic OK.



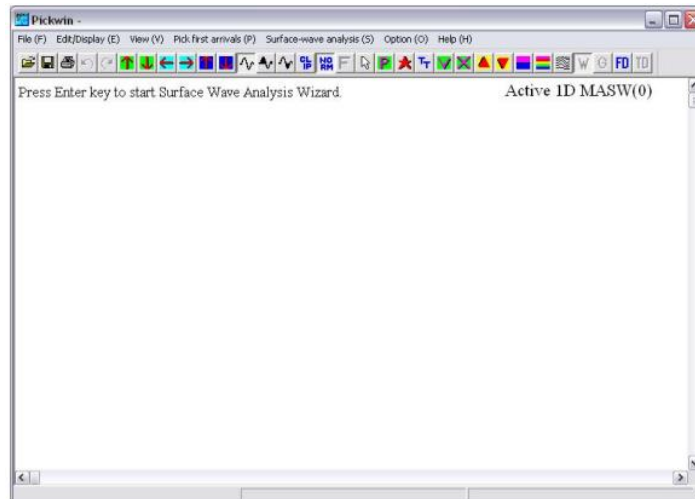
ANEXO 2 Ilustración 120

Se lanza el módulo Pickwin.



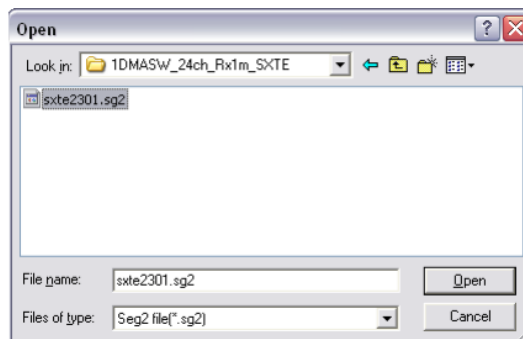
ANEXO 2 Ilustración 121

Aparece la ventana principal de Pickwin. El asistente llama funciones desde el *Expediente y Análisis de ondas superficiales* menús presione el *Ingresar* como se indica en la esquina superior izquierda de la ventana para comenzar.



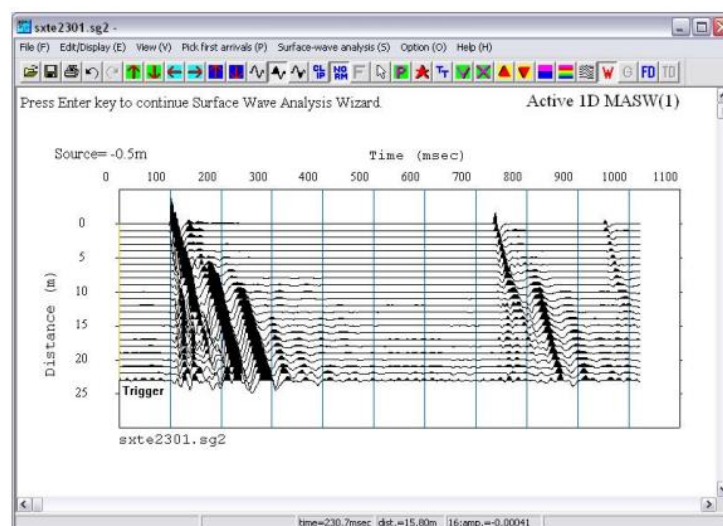
ANEXO 2 Ilustración 122

El primer paso es ingresar el archivo de datos fuente activo. Resalte el archivo y haga clic en *Abierto*



ANEXO 2 Ilustración 123

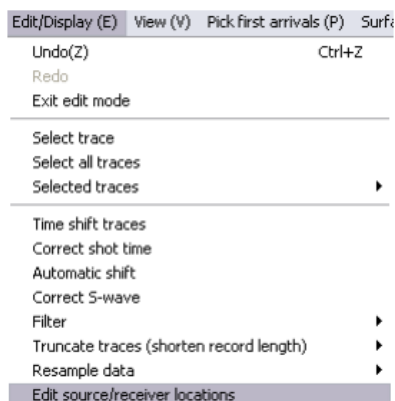
Se muestra el archivo de forma de onda.



ANEXO 2 Ilustración 124



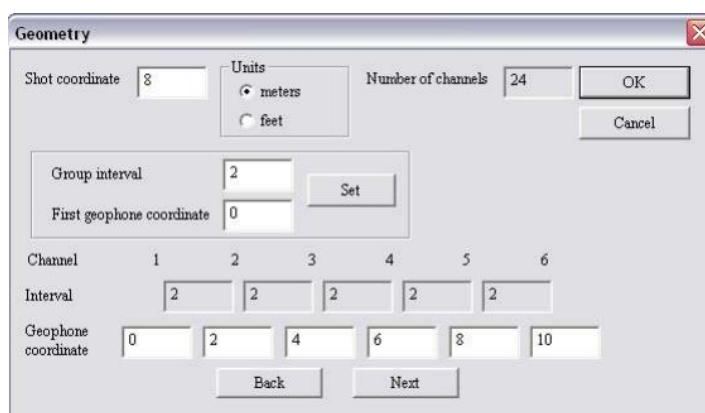
Si las etiquetas de las unidades que se muestran son incorrectas, seleccione la *Editar / Mostrarmenú, Editar ubicaciones de fuente/receptor*.



ANEXO 2 Ilustración 125

Geometría aparece en el cuadro de diálogo y *Unidades*. El ajuste permite seleccionar entre *metros* y *pies*. En *Unidades*, la configuración afectará a las etiquetas de las unidades que se muestran en los cuadros de diálogo y actualizará la *Velocidad de fase mínima*, valor predeterminado utilizado para seleccionar la curva de dispersión, que es 35 m/s o 150 ft/s. Una vez configurado (y Pickwin cerrado), las unidades asignadas se recuperarán para usos posteriores del asistente. (Es necesario cerrar Pickwin para dar de alta el nuevo ajuste de *Unidades*. Al final del asistente, simplemente cierre Pickwin para registrar el nuevo ajuste de Unidades)

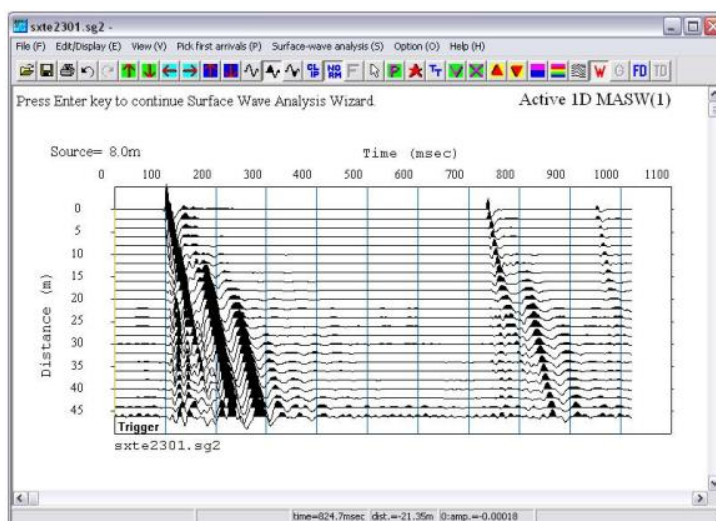
En *Geometría* el cuadro de diálogo también informa las coordenadas de la fuente y el receptor guardadas en el encabezado del archivo en el momento de la adquisición. Si hay errores, corríjalos aquí ingresando los valores aplicables para *Coordenada de tiro e Intervalo de grupo*. Haga clic en *Colocar* para aplicar el nuevo *Intervalo de grupo* y volver a calcular *Coordenadas del geófono*. Hacer clic *OK* cuando termine.



ANEXO 2 Ilustración 126

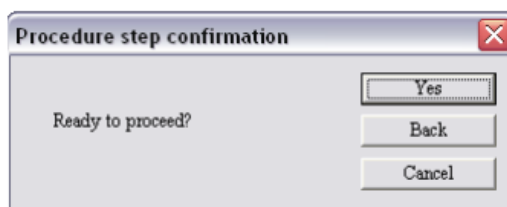
En la vista de forma de onda, la configuración se puede modificar para optimizar la visualización. Todas estas configuraciones son comunes con Seislmager/2D para el procesamiento de datos de refracción; consulte el manual de Seislmager / 2D incluido en el CD de Seislmager para obtener una explicación completa. Las funciones principales necesarias son las de *Amplitud de forma*

de onda , Escala horizontal , Escala vertical , y Normalizar . Cuando haya terminado, presione el botón *enter* para continuar.



ANEXO 2 Ilustración 127

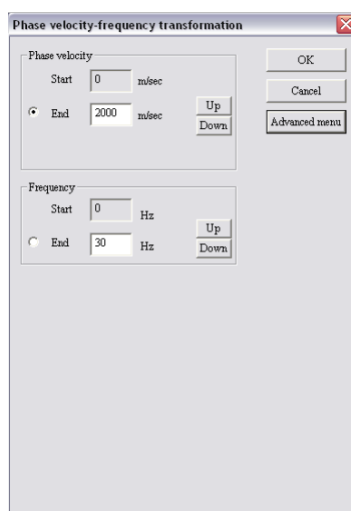
Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



ANEXO 2 Ilustración 128

A continuación, establezca los parámetros para el cálculo de la velocidad de fase. Selecciona el *Fin de velocidad de fase* para adaptarse a la velocidad máxima que espera para su sitio.

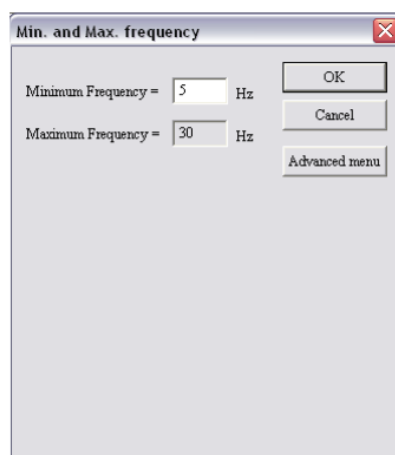
El valor predeterminado para el *Fin de frecuencias* se adapta a la mayoría de los casos. Para ver el alcance de la velocidad del modo fundamental en el extremo de alta frecuencia, se puede ingresar un valor más alto. Hacer clic *OK* cuando termine.



ANEXO 2 Ilustración 129

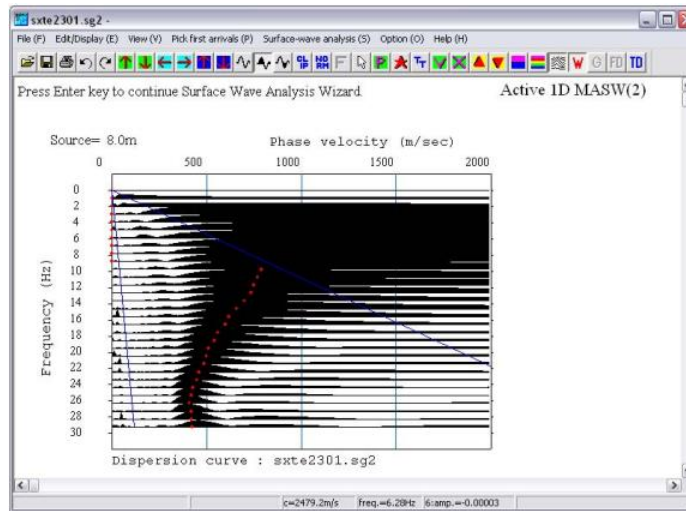
A continuación, establezca los parámetros para elegir las amplitudes máximas, que definen la curva de dispersión en el gráfico de velocidad-frecuencia de fase. La *Frecuencia mínima* es el valor predeterminado de 5 Hz, suponiendo que se usaron geófonos de 4,5 Hz. Si se usaron otros geófonos, se puede ingresar su frecuencia natural o usar el valor predeterminado para permitir que el software intente seleccionar los máximos de amplitud para ese fin (cualquier selección incorrecta se puede eliminar manualmente más adelante).

La *Frecuencia máxima* refleja el valor introducido en el cuadro de diálogo anterior. Hacer clic *OK* cuando termine.



ANEXO 2 Ilustración 130

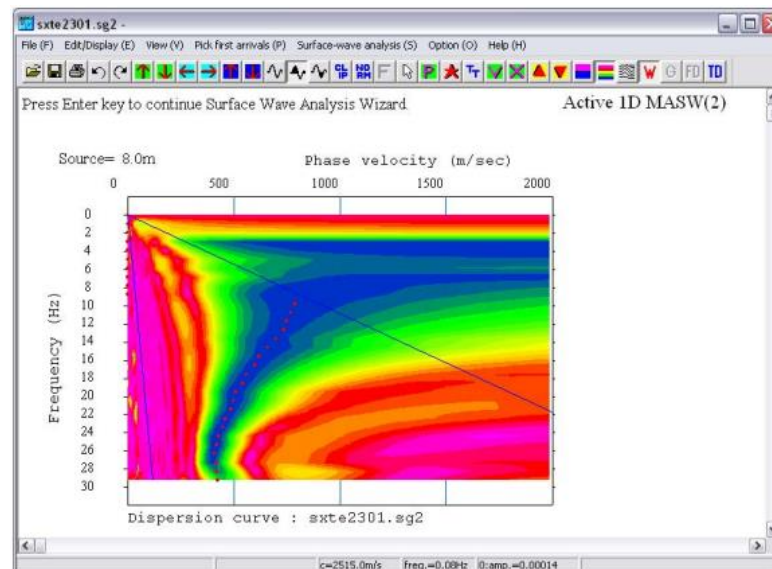
Una vez que se completan los cálculos, se muestra un gráfico de velocidad de fase-frecuencia con las amplitudes máximas determinadas automáticamente que se muestran como puntos rojos.



ANEXO 2 Ilustración 131

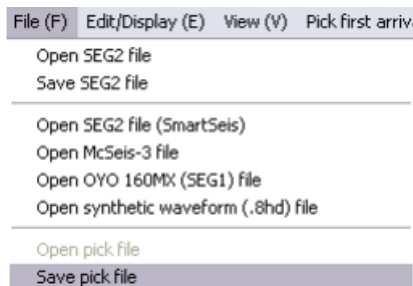
Los ajustes de visualización predeterminados para el gráfico de velocidad de fase-frecuencia son *Rastros de movimiento*  *teñido de negro* . Por lo general, la curva de dispersión es más evidente en los contornos de color. Seleccione el *Contorno de color fino*  para cambiar a un diagrama de color y usar *forma de onda* *amplitud* , *Escala horizontal* , y *Escala vertical*  para optimizar la visualización.

Si necesita hacer o editar selecciones manualmente, puede hacerlo haciendo clic con el mouse en la ubicación de *selección deseada*. Para ayudar a identificar los máximos, mientras arrastra el mouse sobre el gráfico, los valores de amplitud reales se pueden leer en la barra inferior **12:amp.=0.87285**, donde el valor precediendo a los dos puntos es la frecuencia y el valor siguiente es la amplitud. Para restaurar las selecciones determinadas automáticamente, seleccione *Análisis de ondas superficiales* menú, *Velocidad de fase de selección (1D)*.



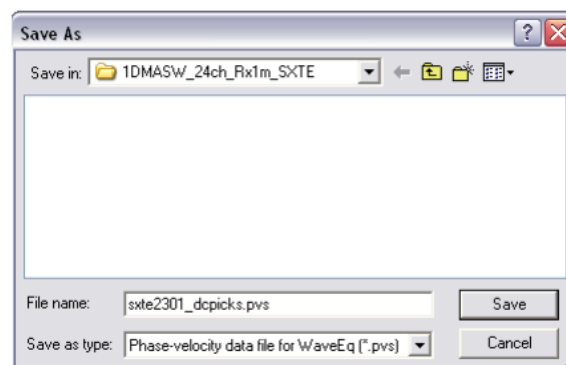
ANEXO 2 Ilustración 132

Guarde las selecciones de la curva de dispersión si desea poder ingresarlas nuevamente más tarde. Selecciona el *Expediente* menú, *Guardar archivo* de selección.



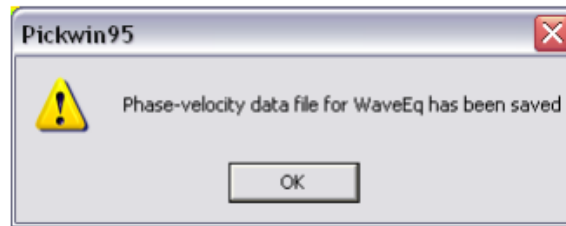
ANEXO 2 Ilustración 133

Asigne un nombre de archivo con la extensión *.pvs* y haga clic *Guardar*.



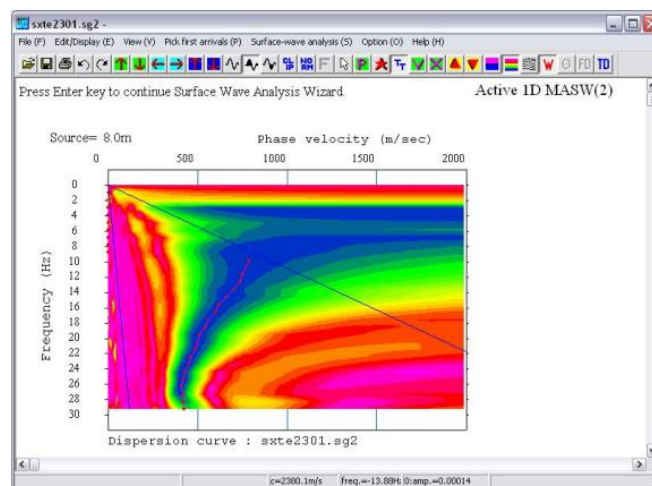
ANEXO 2 Ilustración 134

Una vez guardado el archivo, haga clic en *OK*.



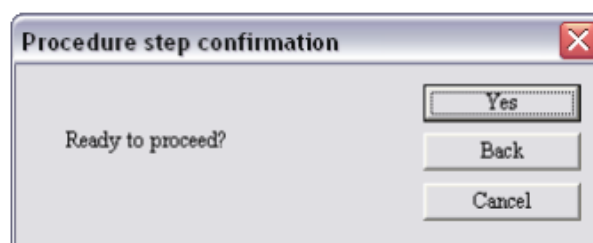
ANEXO 2 Ilustración 135

Una vez que se guarda el archivo, la curva de dispersión se muestra con una línea rosa que conecta las selecciones. Consulte la Sección 5.1.3 del manual Seislmager sobre cómo volver a ingresar selecciones guardadas. presione el *enter* para continuar.



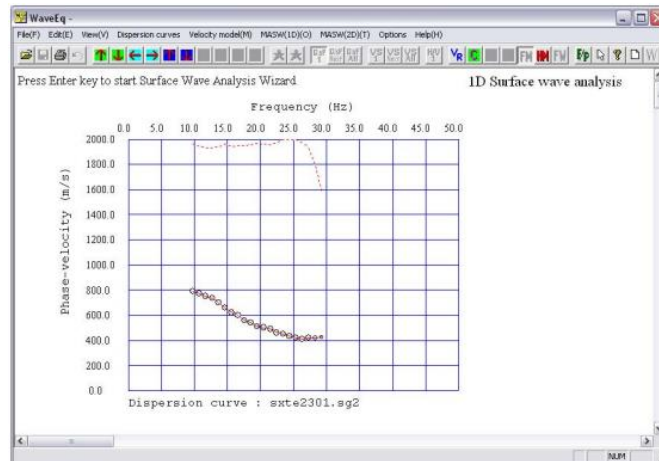
ANEXO 2 Ilustración 136

Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



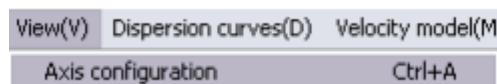
ANEXO 2 Ilustración 137

A continuación, se inicia el módulo WaveEq y se muestra la curva de dispersión. Tenga en cuenta que en WaveEq, *Velocidad de fase* se traza en el eje vertical y la *Frecuencia* se traza en el eje horizontal. A partir de este momento, el asistente llama a funciones desde *Curvas de dispersión* y *MASW (1D)* en menú.



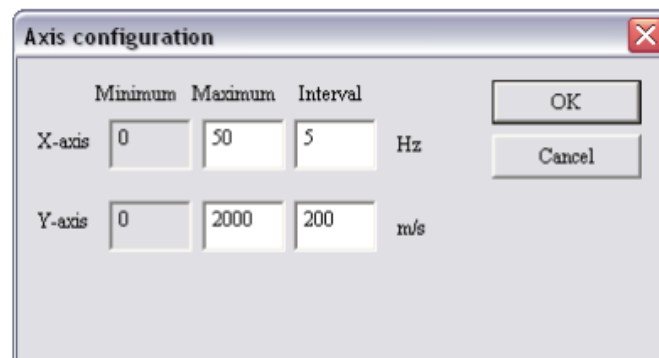
ANEXO 2 Ilustración 138

Si las escalas de trazado necesitan ajuste, seleccione el *Vista* en menú, *Configuración de ejes*.



ANEXO 2 Ilustración 139

Introduzca los valores deseados para los ejes xy de *Máximo del eje* y la escala de *Intervalo*. Hacer clic *OK* cuando termine.

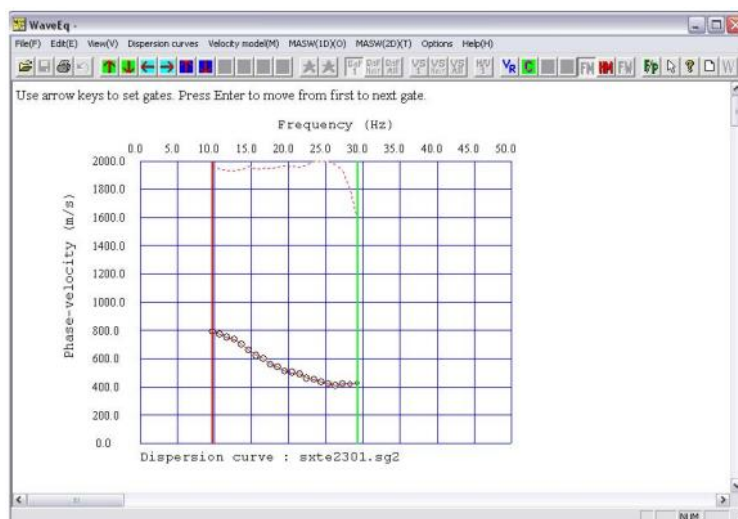


	Minimum	Maximum	Interval	
X-axis	0	50	5	Hz
Y-axis	0	2000	200	m/s

ANEXO 2 Ilustración 140

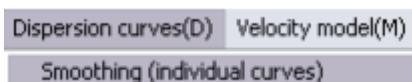
A continuación, edite la curva de dispersión según sea necesario. Por lo general, hay picos ruidosos en los extremos de la curva de baja y alta frecuencia; una puerta proporciona una fácil edición.

Siga las instrucciones en la esquina superior izquierda de la ventana. La puerta roja es la puerta activa. Utilizar *flecha derecha (del teclado)* para colocar la puerta en el punto de frecuencia y velocidad de fase hasta el cual desea eliminar parte de la curva en la zona izquierda. presione el *enter* para cancelar y activar del lado derecho y posicionarla de la misma manera con la flecha izquierda. presione el *enter* cuando haya terminado.



ANEXO 2 Ilustración 141

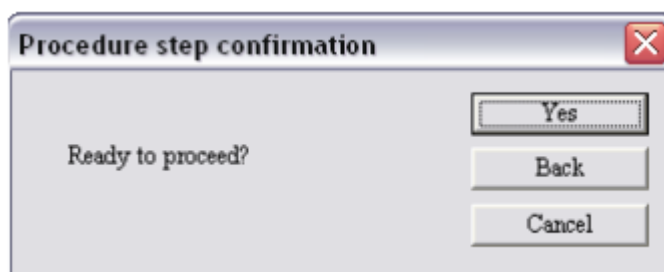
Además de picos ruidosos en los bordes de la curva, puede haber valores atípicos dentro de la curva. Los valores atípicos se pueden eliminar haciendo clic en *Selección* , seleccionando la periferia puntos en la curva, luego presionando el botón *Borrar*. Cuando haya terminado, desmarque el botón *Selección*. Si la curva tiene fluctuaciones ruidosas, se puede suavizar seleccionando *Curvas de dispersión* del menú, *Suavizado (curvas individuales)*. Tras la selección, la curva se suavizará automáticamente.



ANEXO 2 Ilustración 142

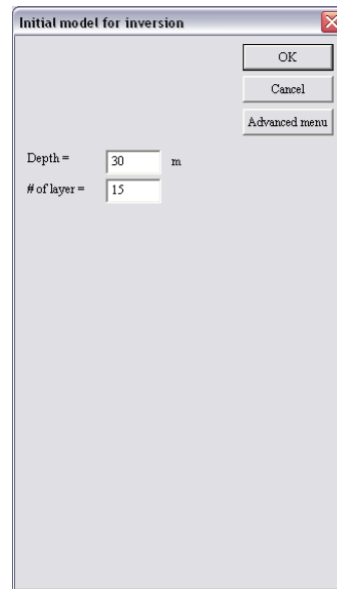
Cuando haya terminado, presione el botón *enter* para continuar.

Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



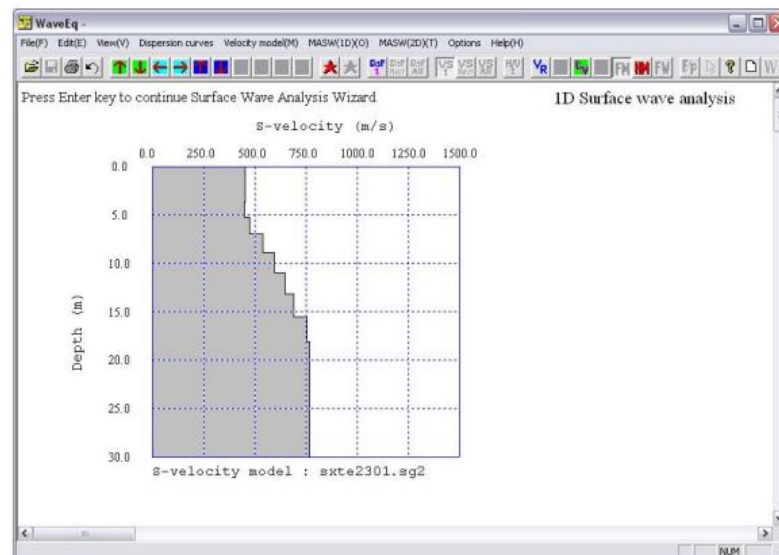
ANEXO 2 Ilustración 143

A continuación, configure el modelo inicial de Vs con profundidad. La configuración predeterminada del software es calcular el modelo inicial a partir de la aproximación de un tercio de la longitud de onda. Para el valor *Profundidad*, una buena estimación para empezar es la mitad de la longitud extendida. El valor predeterminado para el *Número de capas* es adecuado para la mayoría de los casos. Hacer clic *OK* cuando termine.



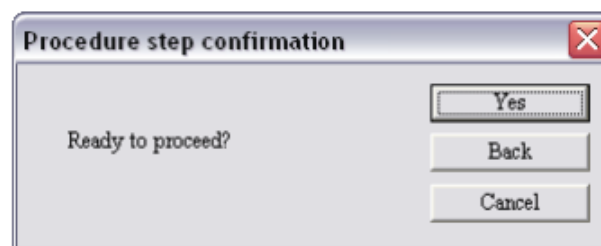
ANEXO 2 Ilustración 144

Se muestra el modelo inicial. presione *enter* para continuar.



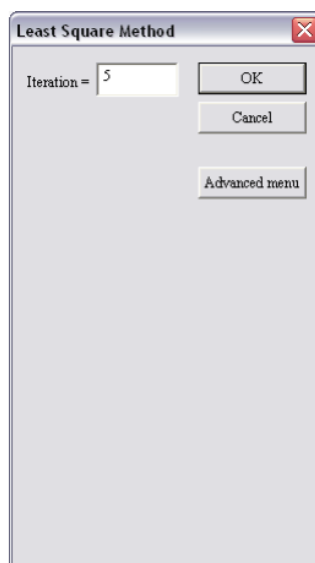
ANEXO 2 Ilustración 145

Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



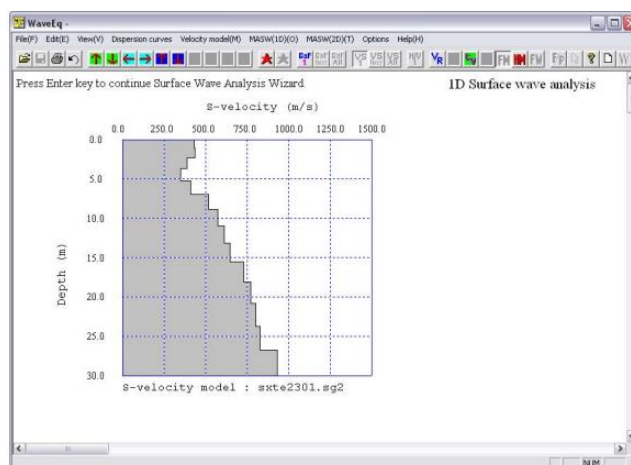
ANEXO 2 Ilustración 146

A continuación, establezca el número de iteraciones para la inversión. El software iterará el número de veces indicado para converger en el mejor ajuste del modelo inicial con los datos observados. El valor predeterminado de 5, hasta 10 para *Iteración* es adecuado para la mayoría de los casos. Hacer clic *OK* cuando termine.



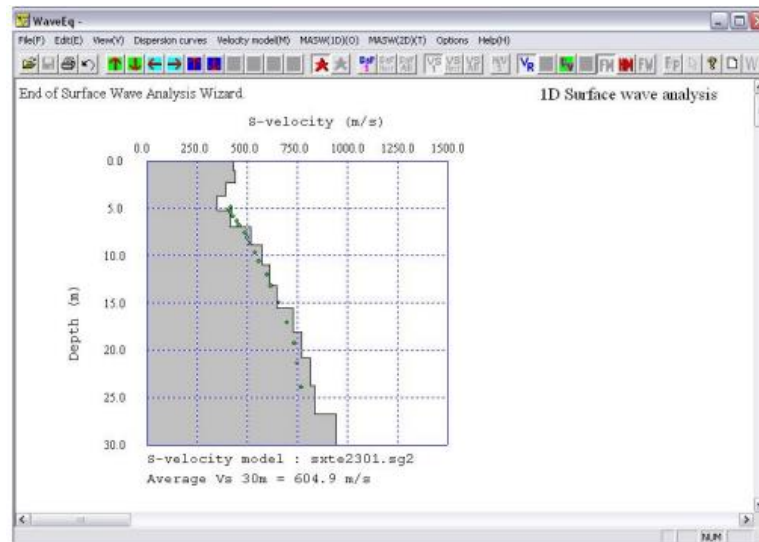
ANEXO 2 Ilustración 147

Una vez completada la inversión, la Vs final se muestra la curva.



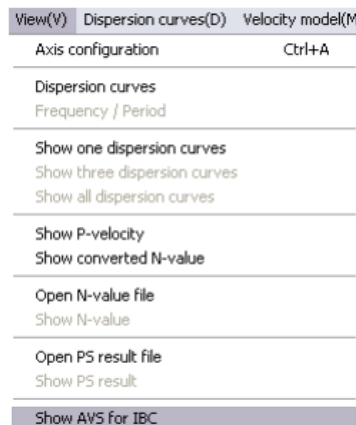
ANEXO 2 Ilustración 148

Clickea en *Mostrar modelo de velocidad aparente*  para superponer la aproximación de longitud de onda (puntos verdes), que es el mejor indicador del rango de profundidad real de penetración. En la última versión del software, de forma predeterminada, el tono del modelo cambia a gris claro a partir de la velocidad aparente más profunda para llamar la atención sobre los límites de los datos.



ANEXO 2 Ilustración 149

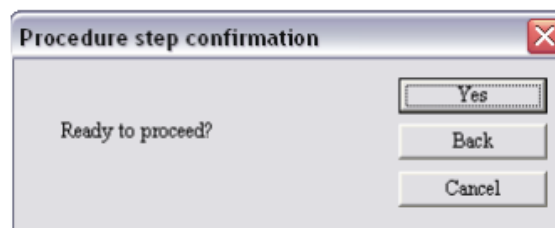
Si hay un buen control a una profundidad de 30 m (100 pies), seleccione *Vista* en menú, *Mostrar AVS para IBC*, para calcular y visualizar el valor de la Vs media.



ANEXO 2 Ilustración 150

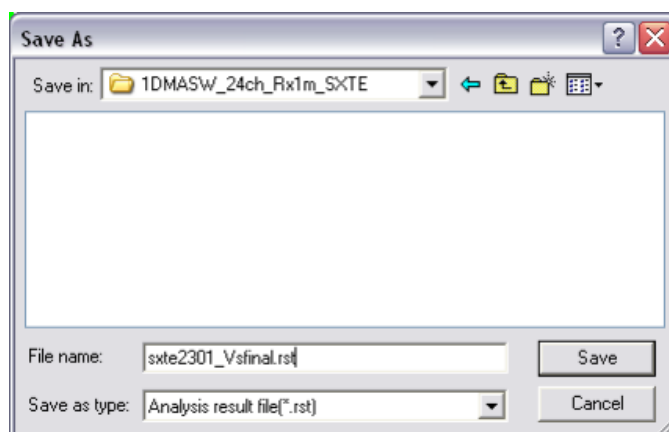
Cuando haya terminado, presione el botón *enter* para continuar.

Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



ANEXO 2 Ilustración 151

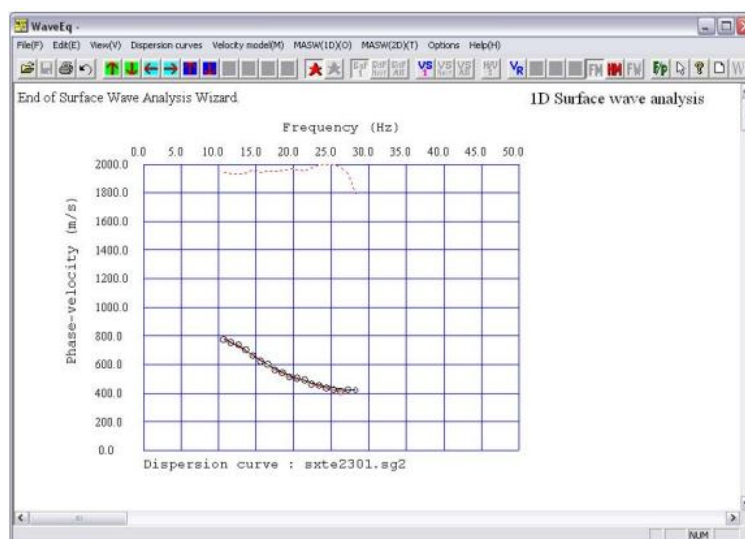
Por último, guarde el resultado. Asigne un nombre de archivo con la extensión *.rst* y haga clic *Guardar*.



ANEXO 2 Ilustración 152

Después de guardar el archivo, verifique el ajuste de las curvas de dispersión calculadas y observadas. Clickea en *Mostrar una curva de dispersión*  para mostrar la curva de dispersión original. Clickea en botón *Comparación*  para superponer la curva de dispersión calculada (línea negra) y evalúe visualmente el grado de desajuste. El error de coincidencia entre las dos curvas en unidades de tiempo (ms) y como porcentaje también se guarda en un archivo llamado RMSE.txt en el directorio del conjunto de datos. El error debe ser inferior al 5%, pero variará según el conjunto de datos.

Si hay un alto grado de desajuste, es probable que se deba a anomalías en la curva de dispersión, como cambios bruscos y/o valores atípicos, o debido a picos ruidosos de baja calidad en los extremos de frecuencia baja y alta de la curva. El desajuste también se notará en la curva Vs final, generalmente como una inversión o gradiente de velocidad poco realista. Aunque la inversión matemática puede ser capaz de modelar estos aspectos de la curva de dispersión, las ondas superficiales por su naturaleza física no pueden resolver anomalías de velocidad relativamente abruptas o de pequeña escala. La curva de dispersión debe verificarse dos veces y el proceso volver a ejecutarse para mejorar la coincidencia

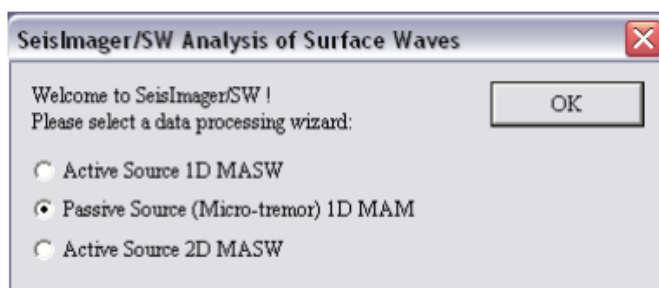


ANEXO 2 Ilustración 153

2.2 Procesamiento de datos para MAM 1D del manual SeisImager.

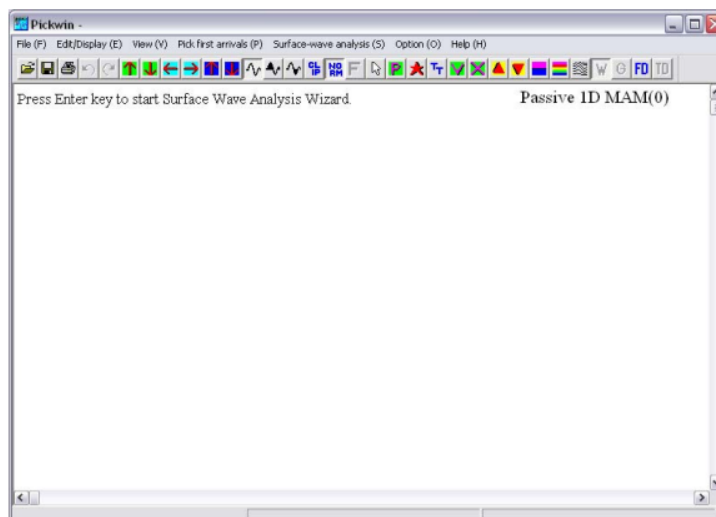
El proceso es esencialmente el mismo que para el Asistente MASW 1D de fuente activa, con pasos adicionales para configurar la geometría del levantamiento MAM. Esta sección asume que usted ya ha trabajado a través del *Asistente MASW 1D de fuente activa* y están familiarizados con los pasos y la funcionalidad general del asistente. Las nuevas partes del proceso se cubren en detalle. La principal diferencia entre los dos flujos de procesamiento es la cantidad de archivos de datos y cómo se ingresan.

Haga doble clic en el icono del asistente de análisis de ondas superficiales. Seleccione *Fuente pasiva (Microtremor) 1D MAM* y haga clic *Ok*.



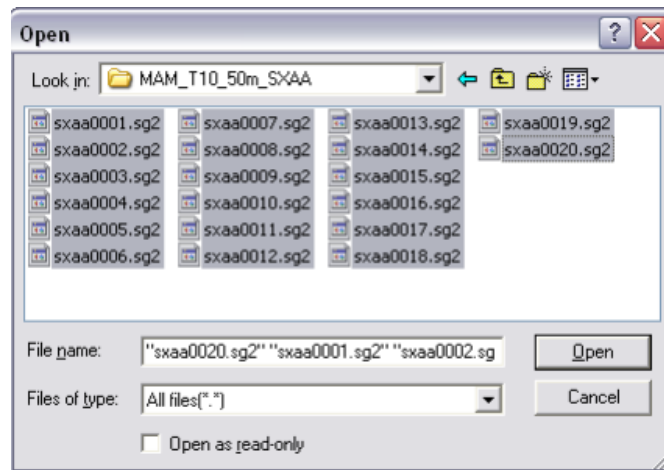
ANEXO 2 Ilustración 154

Aparece la ventana principal de Pickwin. presione el *enter* para empezar.



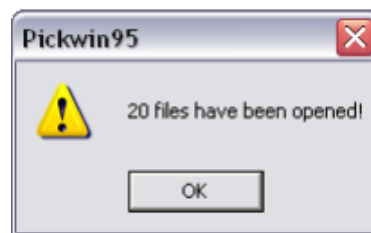
ANEXO 2 Ilustración 155

El primer paso es ingresar el conjunto de datos; todos los archivos del conjunto de datos se ingresan a la vez. Utilizar *Ctrl* para resaltar del primero al último archivo en el conjunto de datos y haga clic en *Abrir*.



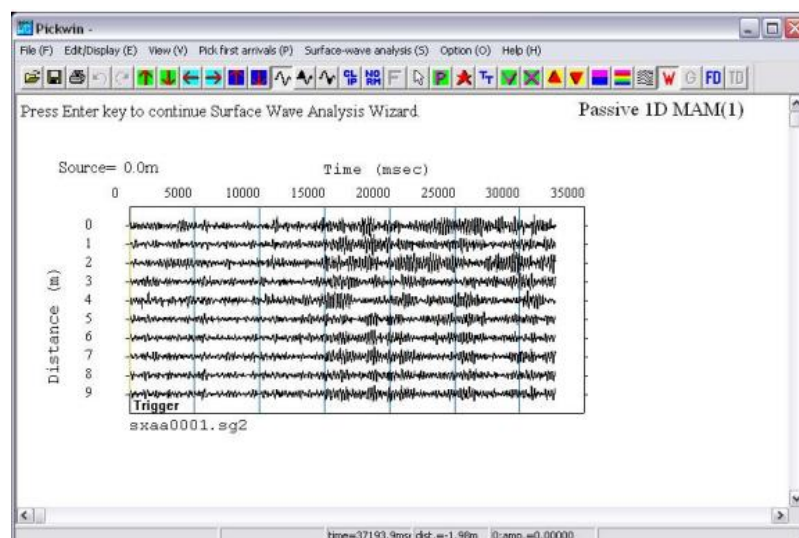
ANEXO 2 Ilustración 156

Una vez abiertos los archivos seleccionados, haga clic en OK.



ANEXO 2 Ilustración 157

Se muestra el primero en el grupo de archivos de forma de onda. Establezca las unidades si es necesario.



ANEXO 2 Ilustración 158

A diferencia de la mayoría de los datos de fuentes activas, normalmente es difícil evaluar la calidad de los datos de fuentes pasivas al ver el registro de disparos en el dominio del tiempo. Puede



transformarse rápidamente los datos en el dominio de la frecuencia haciendo clic en *Dominio de la frecuencia* , la vista cambiará a una gráfica del contenido de frecuencia o espectro para cada traza.

Después de hacer clic en *Dominio de la frecuencia*, haga clic a la derecha en *Escala horizontal*

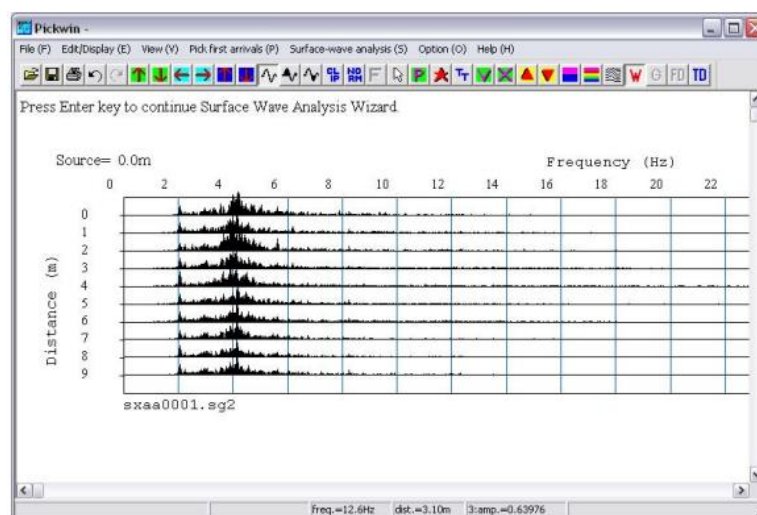


o presione la *flecha derecha del teclado*, teclea varias veces para expandir la escala de frecuencia. Lo ideal es un contenido de frecuencia similar de rastro a rastro y energía dominante en el extremo inferior de la escala de frecuencia. El diagrama de espectro de ejemplo a continuación indica datos de fuente pasiva de alta calidad.

Para volver a la vista de forma de onda, haga clic en *Dominio del tiempo* .

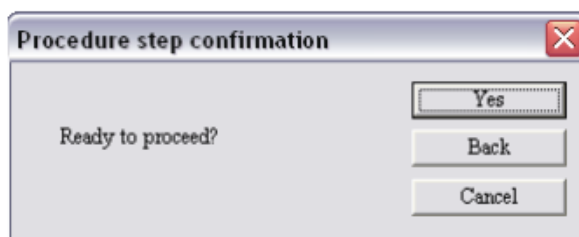
Para desplazarse por los archivos, utilice *Mostrar forma de onda anterior*  y *Mostrar siguiente forma de onda* .

Cuando termine, desde la vista de forma de onda, presione *enter* para continuar.



ANEXO 2 Ilustración 159

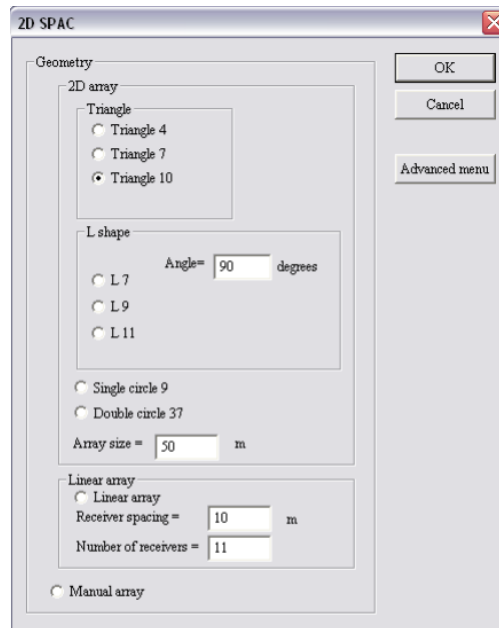
Hacer clic *sí* cuando esté listo para continuar.



ANEXO 2 Ilustración 160

A continuación, configure la geometría de matriz para el cálculo de SPAC. Seleccione cuál tipo se utilizó en *matriz 2D* y seleccione el *tamaño de matriz* o seleccione *matriz lineal* y especifique el

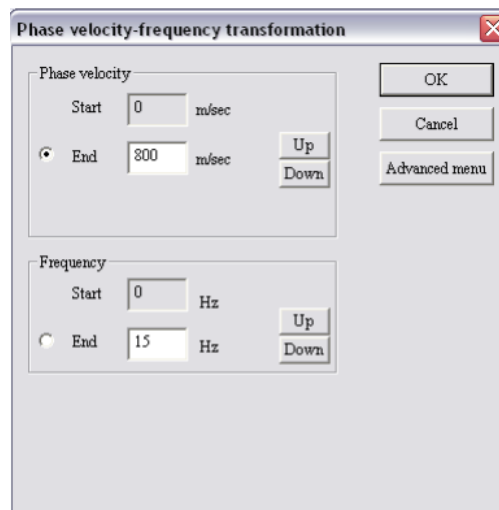
Espaciado del receptor y Número de receptores. Este ejemplo se basa en una matriz *Triángulo 10* con un tamaño de matriz de 50 metros. Hacer clic *OK* cuando termine.



ANEXO 2 Ilustración 161

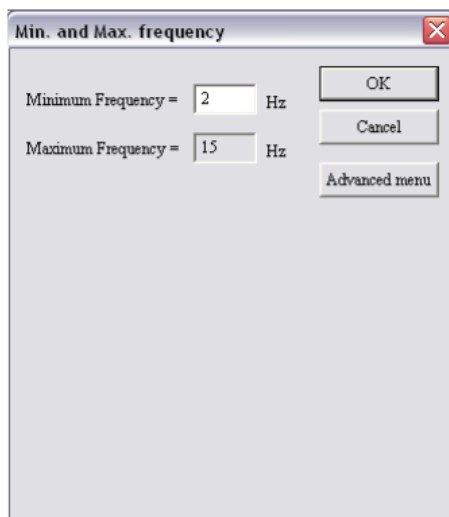
El resto de los pasos son idénticos a los del *Asistente MASW 1D de fuente activa*. Proceda a calcular la velocidad de fase y seleccione la curva de dispersión.

Selecciona el *Fin de velocidad de fase* para adaptarse a la velocidad máxima que espera para su sitio. La energía de la fuente pasiva generalmente viaja más profunda y, por lo tanto, a velocidades más altas, por lo que es probable que desee establecer un mayor *Fin de velocidad de fase* que lo que se usó en el asistente de fuente activa. El valor predeterminado para *Fin de frecuencia* se adapta a la mayoría de los casos. Para ver el alcance de la velocidad del modo fundamental en el extremo de alta frecuencia, se puede ingresar un valor más alto. Hacer clic *OK* cuando termine.



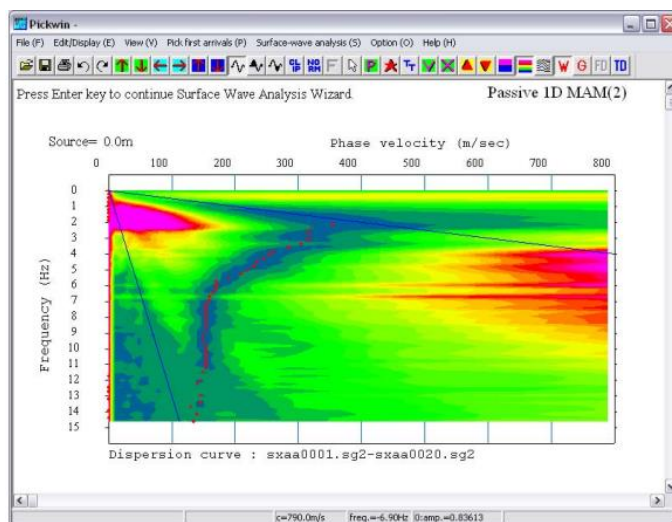
ANEXO 2 Ilustración 162

Para la *Frecuencia mínima* el valor predeterminado es 2 Hz. Si se usaron geófonos de 4,5 Hz, es posible que se haya registrado energía por debajo de 4,5 Hz, aunque atenuada según la sensibilidad del geófono. Se sugiere dejar el valor predeterminado de 2 Hz para permitir que el software intente seleccionar los máximos de amplitud para este fin (cualquier selección incorrecta se puede editar manualmente más adelante).



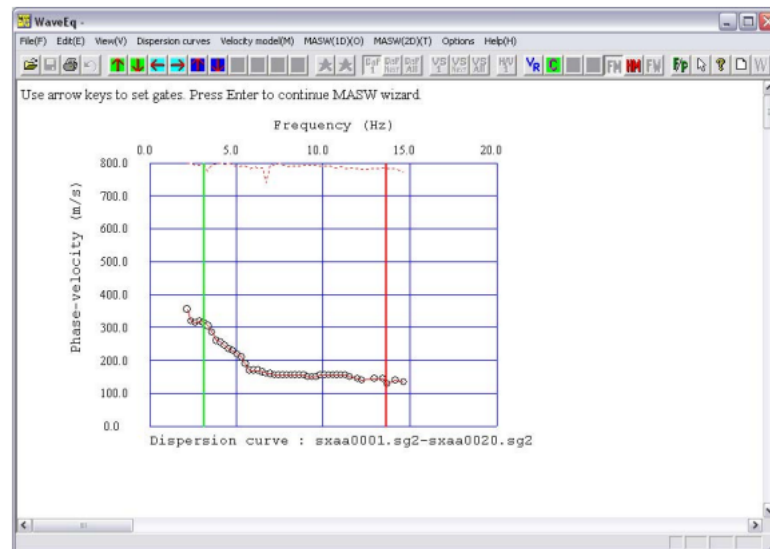
ANEXO 2 Ilustración 163

Convierta el gráfico de velocidad de fase-frecuencia en contornos de color finos, ajuste la ganancia y verifique las selecciones de la curva de dispersión determinadas automáticamente. Guarde las selecciones de la curva de dispersión si lo desea.



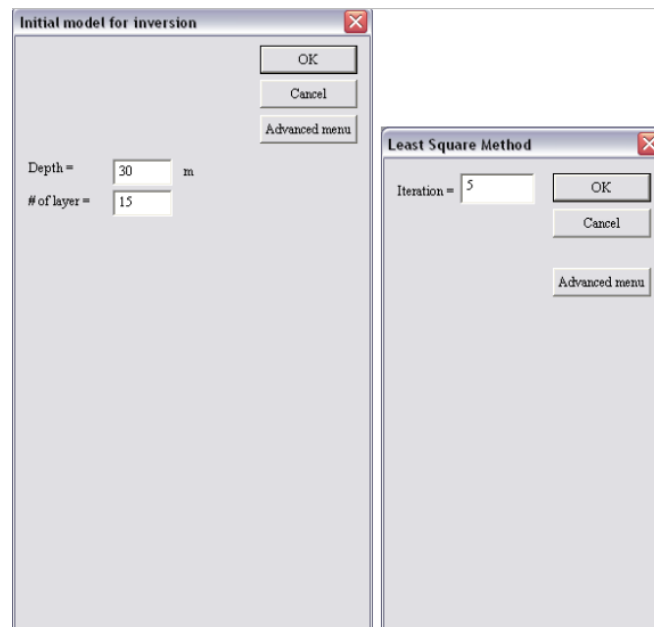
ANEXO 2 Ilustración 164

Una vez que la curva de dispersión se importa a WaveEq, edite la curva según sea necesario usando las puertas, *Selección*, y/o *Suavizado* (curvas individuales).



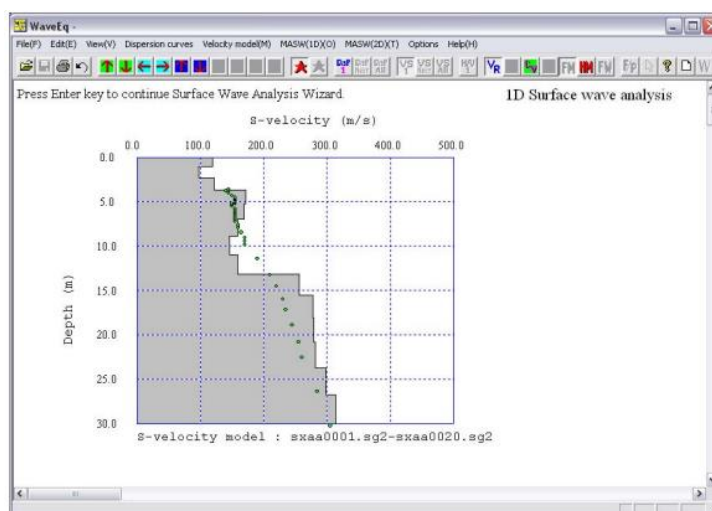
ANEXO 2 Ilustración 165

Establecer la profundidad máxima para la Vs inicial del modelo. Una buena estimación de la *Profundidad* para comenzar es la longitud de la matriz. Acepte el valor predeterminado o aumente según lo desee para *Iteración*.



ANEXO 2 Ilustración 166

Una vez completada la inversión, la Vs final se muestra la curva. Para indicación del rango de profundidad real de penetración, haga clic en *Mostrar modelo de velocidad aparente*  para superponer la aproximación de longitud de onda. Si hay un buen control a una profundidad de 30 m (100 pies), seleccione *Vista* en menú, *Mostrar AVS para IBC*, para calcular y visualizar la Vs media.

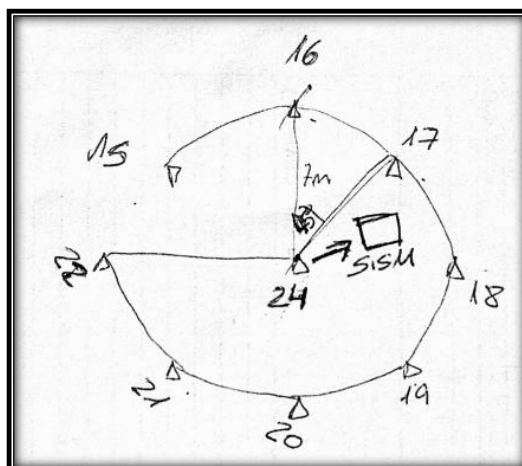


ANEXO 2 Ilustración 167

Por último, complete el asistente guardando los resultados y verifique el ajuste entre las curvas de dispersión calculadas y observadas.

2.3 Métodos sísmicos de ondas de superficie MASW Y MAM

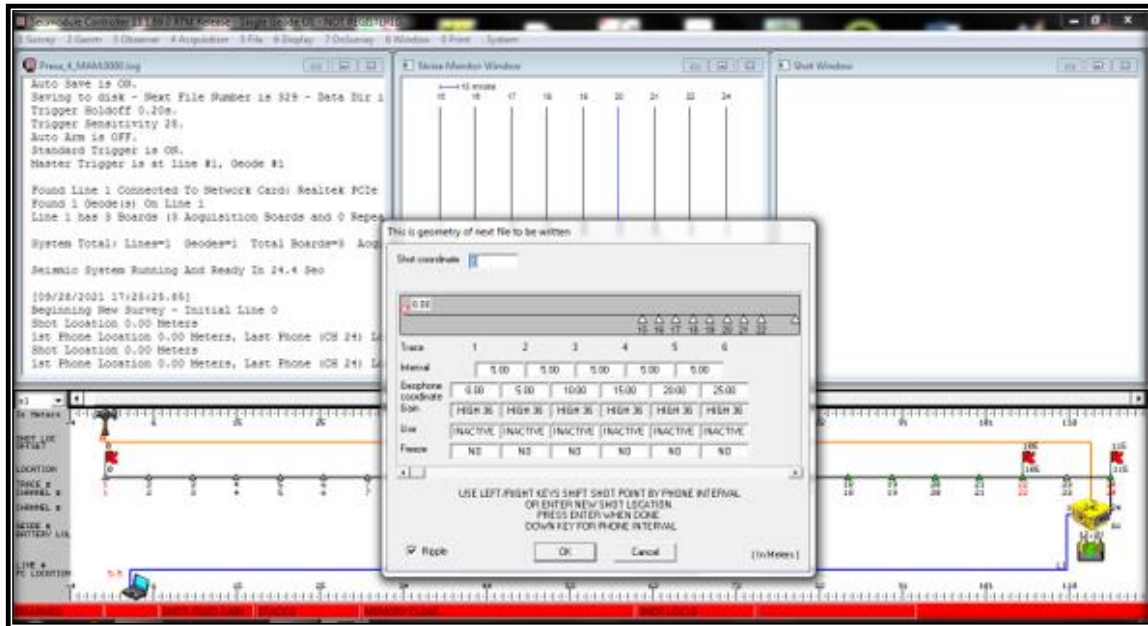
Con el método MAM, se registró las vibraciones de la playa de estacionamiento en el estribo derecho de la presa, solo que para esta ocasión se colocó a los geófonos con una configuración circular, con radio igual a 7m y un ángulo de 45° entre geófonos. El resto de la configuración en el programa es el mismo que en el proceso lineal, solo que aquí se cuenta con menos geófonos (8 en el perímetro del círculo y 1 en el centro conectado directamente al sismógrafo), llevando a que en la pestaña de shot locations se colocaran algunos geófonos activos con “DATA” y los que no estén activos se colocaran “INACTIVE”, para esta configuración se necesitará de un ayudante que vaya a golpear suavemente cada geófono para verificar si está activo o no, su posición y numeración en el programa.



ANEXO 2 Ilustración 168: Croquis de ubicación de MAM con arreglo circular.

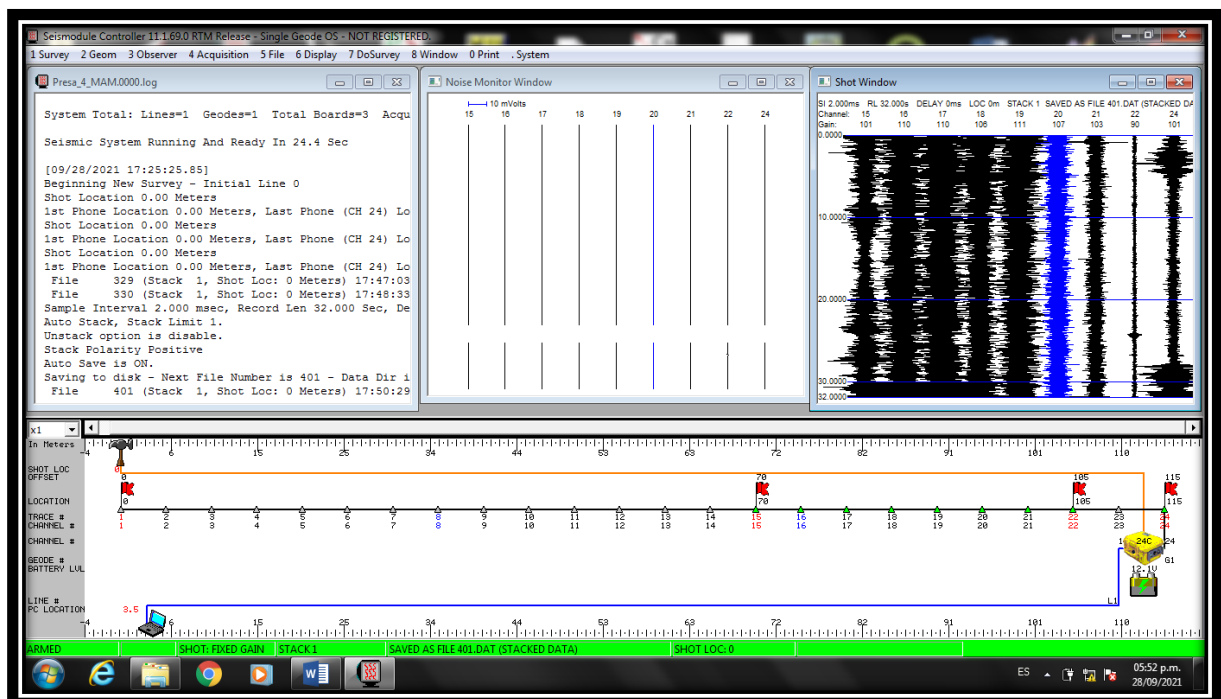


ANEXO 2 Ilustración 169: Colocación de geófonos en forma circular.



ANEXO 2 Ilustración 170: Registro de datos

Los datos obtenidos se mostraron en el software así:



ANEXO 2 Ilustración 171: Registro de datos.

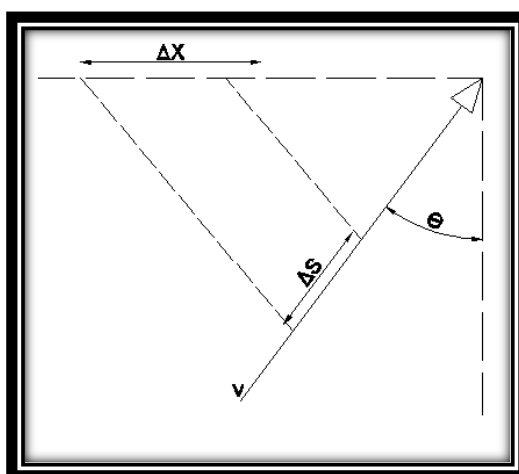
El problema de este ensayo con configuración circular es que los datos obtenidos tuvieron mucho ruido ambiental y tuvieron mucha dispersión, por lo que estos no se pudieron utilizar para el análisis.

2.4 Sísmica por refracción

Se procede a realizar la explicación del fundamento del método y se mostraran los resultados a modo de que los datos obtenidos puedan servir para otra futura línea de investigación.

Este es otro método de exploración geofísica que se utiliza para medir de las ondas elásticas inducidas, el tiempo de propagación y la llegada de estas a los geófonos. Este método está basado en el principio de refracción de las ondas, uno de los comportamientos de la onda en que se basa la ley de Snell. La refracción provoca que los rayos de una onda no sean líneas rectas entre distintos medios, ya que en cada medio los ángulos de incidencia varían. Entonces a modo de repaso, se debe remarcar que los rayos son trayectorias seguidas por una deformación al transmitirse en un medio, no tienen realidad física, y el frente de onda es el lugar geométrico de la situación en el espacio de una determinada perturbación en un momento determinado. En un medio homogéneo el frente de onda es una esfera con el centro en el punto origen de la alteración.

Son 3 las leyes que rigen la propagación de las ondas, estas son: Principio de Huygens (dice que en un medio homogéneo cada punto alcanzado por un frente de ondas actúa como una nueva fuente de ondas que se extiende en todas direcciones); Principio de Fermat (desde un punto de origen, todo rayo al propagarse hasta otro punto determinado, es de forma tal que el tiempo empleado en recorrer el trayecto a dicho punto es un mínimo); Principio de reciprocidad (Los desplazamientos medidos por intercambio entre fuente y recepción son iguales) y la ley de Snell antes mencionada que determina la siguiente relación:



ANEXO 2 Ilustración 172: Propagación de un rayo en un medio.

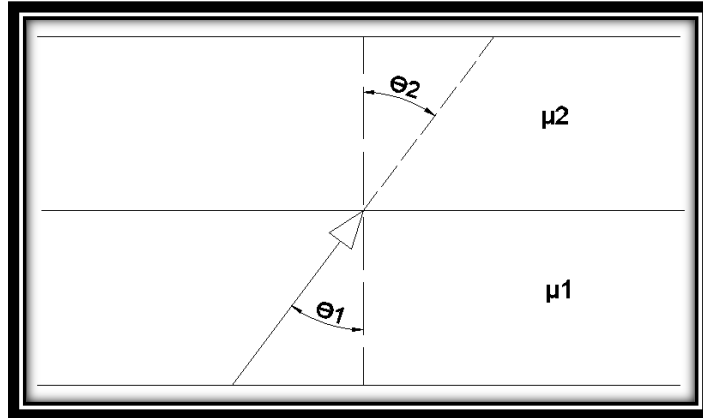
θ : ángulo de incidencia del rayo (siempre perpendicular a la interfase); Δx : es una velocidad que se observa en superficie.

$\text{sen} \theta = \frac{\Delta s}{\Delta x}$; donde $\Delta s = v \cdot \Delta t$ (El Δt es el parámetro que permiten medir los geófonos)

$\text{sen}\theta = \frac{v\Delta t}{\Delta x}$; entonces $\frac{\text{sen}\theta}{v} = \frac{\Delta t}{\Delta x}$; donde $\mu = \frac{1}{v}$ es la lentitud y $\frac{\Delta t}{\Delta x} = \rho$ es el parámetro del rayo.

Por lo tanto:

$$\mu \text{sen}\theta = \rho$$



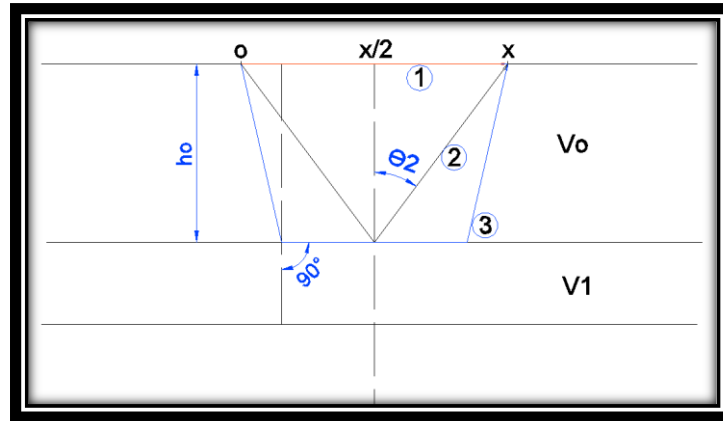
ANEXO 2 Ilustración 173: Propagación de un rayo en dos medios distintos.

μ_1 ; μ_2 son las lentitudes de cada medio y ρ es una constante

Se convierte esto en una ley de optimización de una magnitud que es la acción, que establece lo siguiente:

$$\mu_1 \text{sen}\theta_1 = \mu_2 \text{sen}\theta_2$$

Volviendo a la sismica por refracción, cuando en un punto de origen una onda sísmica, hacia otro punto determinado se va generar varios frentes de onda que se propagan en diferentes direcciones, de todos ellos los que interesan son, por ejemplo, los tres rayos de la ilustración () que por su ángulo de incidencia no se pierden en el segundo estrato y por ende pueden ser detectados por los geófonos. Cada uno va a incidir con diferentes ángulos en los estratos inferiores, pero de todos habrá uno que tendrá un ángulo de refracción de 90° en el segundo medio como se ve en la ilustración, este se llama ángulo de incidencia crítico, y por la ley de Snell se calcula así:



ANEXO 2 Ilustración 174: 1 Onda directa, 2 onda reflejada y 3 onda refractada.

$$\frac{1}{v_0} \operatorname{sen} i_c = \frac{1}{v_1} \operatorname{sen} 90^\circ$$

$$\operatorname{sen} i_c = \frac{v_0}{v_1}$$

Donde i_c es el ángulo de incidencia crítica, y el rayo refractado (el n°3 de la ilustración) que tiene este ángulo de incidencia es el que se va a utilizar en el software SeisImager.

El rayo n°1 se llama rayo onda directa, y su tiempo de propagación es $T_D = \frac{x}{v_0}$, (ecuación de recta con pendiente $m = \frac{1}{v_0}$)

El rayo n°2 es un rayo de onda reflejada, la distancia que recorre este es igual a:

$$d_R = 2\left(\left(\frac{x}{2}\right)^2 + (h_0)^2\right)^{1/2}$$

Y el tiempo de propagación es $T_R = \frac{d_R}{v_0}$; quedando entonces como $T_R^2 = \frac{x^2}{v_0^2} + \frac{4}{v_0^2} (h_0)^2$, ecuación de una hipérbola.

Para el rayo n°3 refractado o rayo de onda frontal, se complica un poco más debido a que pasa por la frontera del segundo medio, siendo entonces la distancia y el tiempo así:

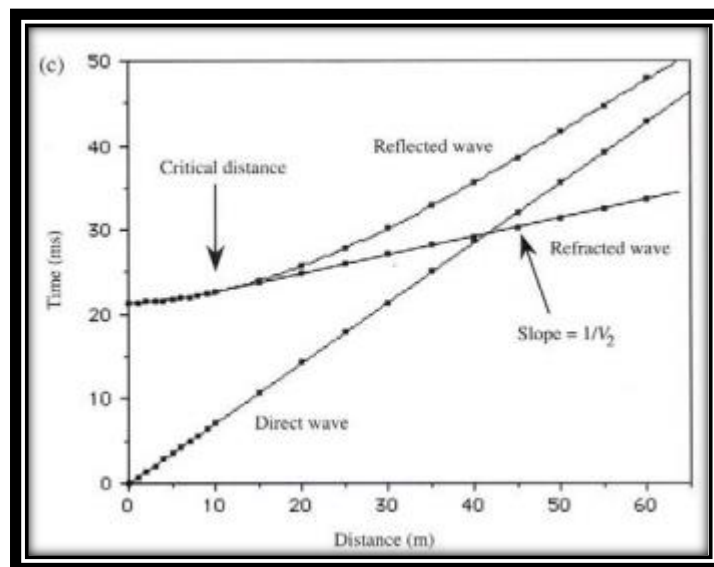
$$d_{H1} = \frac{h_0^2}{\cos i_c}$$

$$d_{H2} = 2\left(\frac{x}{2} - h_0 \cdot \operatorname{tg} i_c\right)$$

$$T_H = \frac{x}{v_1} + 2h_0 \left(\frac{1}{v_0^2} - \frac{1}{v_1^2}\right)^{1/2} \text{ (la ecuación de } T_H \text{ es la de una recta cuya pendiente es } m = \frac{1}{v_1}\text{)}$$

Estos tres rayos que se mencionaron, siempre van a detectarse en los geófonos, entonces se van a identificar: el primero como una recta que pasa por el origen, el segundo como una hipérbola, y el tercero como otra recta pero que no pasa por el origen. De estas tres ondas como se mencionó anteriormente, el software solo trabaja con la onda refractada, no solo porque tiene el ángulo crítico, sino también porque en la fórmula del T_H también contempla a v_1 .

Haciendo un gráfico para T_D , T_R y T_H en función de x , y aceptando que $v_1 > v_0$, se tendrá el siguiente gráfico:

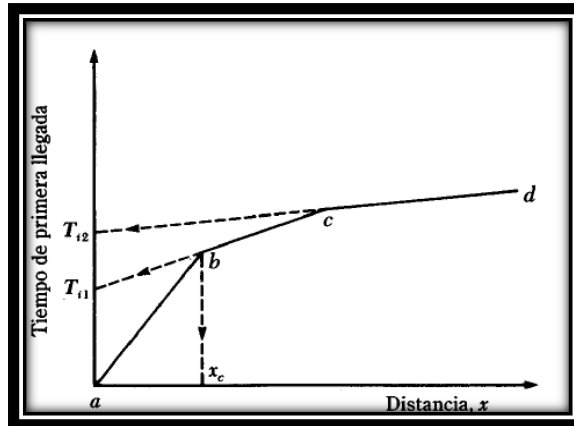


ANEXO 2 Ilustración 175: Dromocrona con onda reflejada, onda directa y onda refractada.

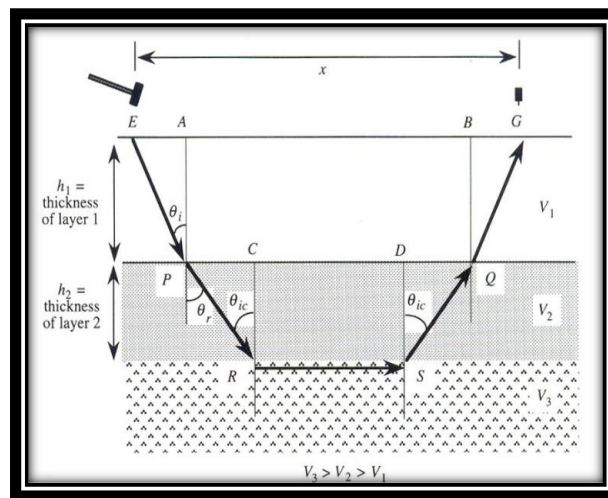
Lo que se puede observar en el gráfico llamado “dromocrona” es que sucede que existirá un punto en donde la onda frontal es igual a la onda reflejada, luego en otra distancia habrá otro punto (determinado por la distancia crítica x_d se la encuentra igualando las dos ecuaciones de T_D y T_H) donde la onda frontal será igual a la onda directa y a partir de allí comparando ambas, la de mayor pendiente será la de la onda directa, por lo que tendrá velocidades menores que la frontal. Entonces con esta observación se ve claramente que la onda frontal llegará al punto determinado antes que las otras dos ondas, y es a partir de ese punto donde se iguala la onda frontal con la directa en que se empieza a hacer las mediciones.

Cuando la dromocrona está compuesta por una línea recta, significa que en el suelo hay dos capas, es decir, hay una interfaz de dos capas, donde se puede calcular la pendiente y con ello, obteniendo el inverso que es la velocidad de la capa de abajo, y con ello se podrá saber el tipo suelo que se tiene allí.

Cuando el suelo tiene dos interfaces, lo que se conoce como el caso de tres capas (horizontales), la obtención de la ecuación de tiempo de viaje se complica, pero en definitiva tiene una forma similar a la de dos capas.



ANEXO 2 Ilustración 176 Dromocrona de suelo con 3 capas.

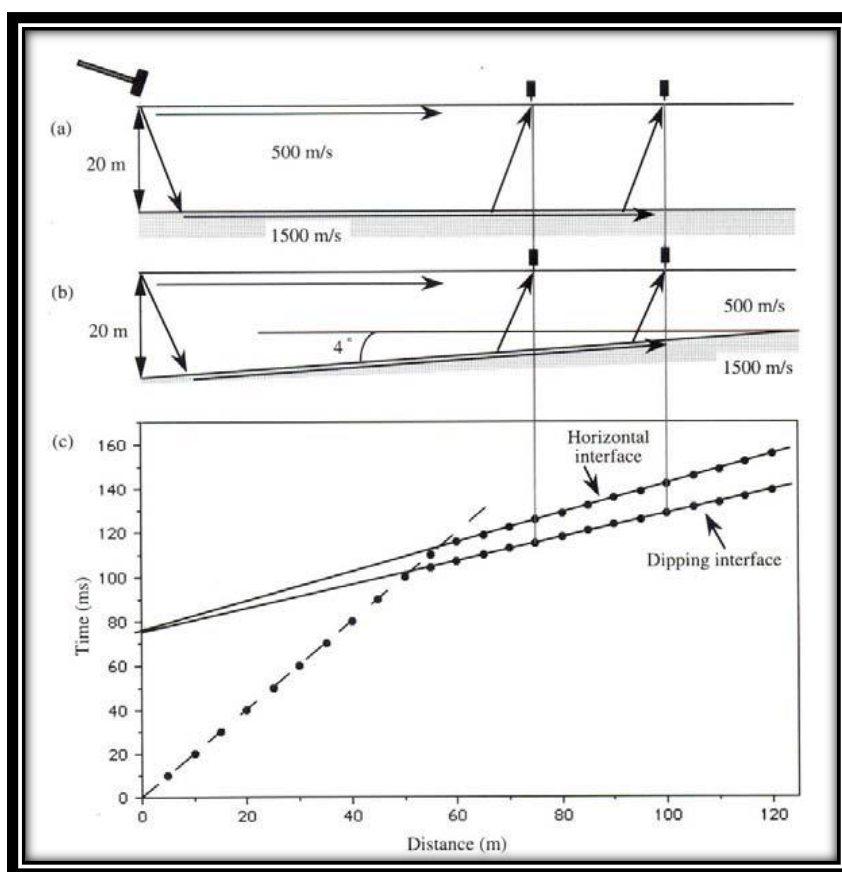


ANEXO 2 Ilustración 177: Recorrido de rayo refractado.

Cuando el suelo tiene interfaces múltiples, lo que se conoce como el caso de capas múltiples, (horizontales), la obtención de la ecuación de tiempo de viaje se complica más, pero en definitiva la formula quedara de la siguiente forma:

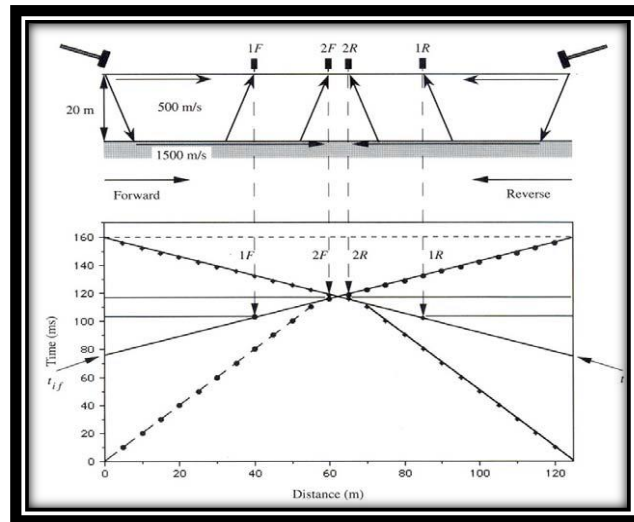
$$t_n = \frac{2}{V_n} \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{h_i}{V_i} \sqrt{V_n^2 - V_i^2} \right) + \frac{x}{V_n}$$

En el caso de que exista un estrato o interfaz inclinada, Ilustración (), la determinación del tiempo de viaje se complica más, pero no lo suficiente como para que sea resuelto.



ANEXO 2 Ilustración 178: Dromocrona de interfaz horizontal comparada con interfaz inclinada.

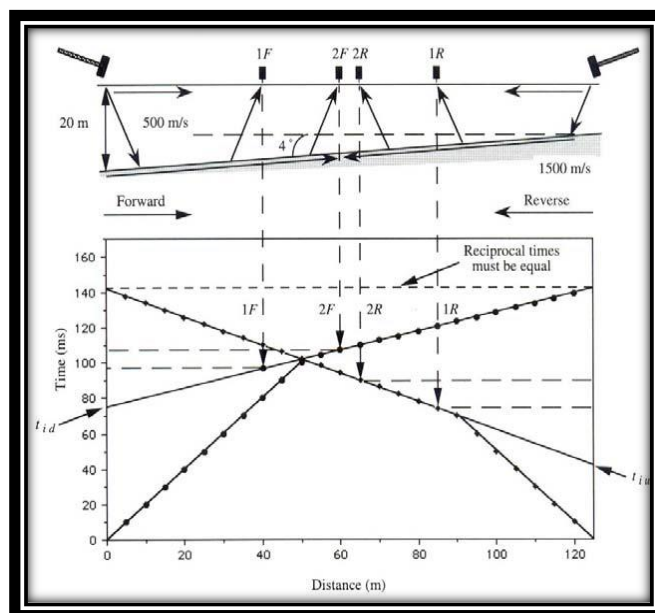
En la ilustración se ve que la pendiente de la segunda recta (refractada) disminuye, o lo que es lo mismo, la velocidad aumenta. Esto quiere decir que la inclinación del estrato distorsiona el valor verdadero de la velocidad, razón por la que se la llama velocidad “aparente”. Entonces si la interfaz se inclina ascendente hacia la derecha la velocidad aparente es mayor, y si se inclina ascendente a la izquierda la velocidad aparente disminuye. Por lo tanto, no se sabrá si se está en presencia de un estrato horizontal o inclinado y se obtendrá el valor de una velocidad que tampoco se sabrá si es la verdadera. Para poder resolver esta problemática, se recurrió a realizar lo que se conoce como “contra perfil” o “contra tiro”. Esto implica generar la perturbación en el otro extremo del tendido de geófonos.



ANEXO 2 Ilustración 179: Dromocrona para un tiro y contra tiro para estratos horizontales.

Para el caso del tiro y contra tiro para estratos horizontales, las dromocronas son totalmente simétricas o espejadas, y las pendientes de las rectas son idénticas tanto de ida como de vuelta.

Cuando el estrato está inclinado se nota que el primer tramo o recta de propagación directa es idéntico y espejado como en el caso horizontal, pero para el segundo tramo, las pendientes no son iguales, aunque los tiempos totales de ida y de vuelta llamados tiempos recíprocos si son iguales. Esto es debido a que el camino que recorre la onda de ida o de vuelta es el mismo, lo que cambia en cada caso es la longitud de los caminos parciales que componen el camino total.



ANEXO 2 Ilustración 180: Dromocrona para un tiro y contra tiro para estrato inclinado.



Un aspecto que simplifica aún más el proceso es que, si la pendiente de la interfaz es menor del 10%, la velocidad verdadera resulta bien determinada al promediar las velocidades aparentes de ida y de vuelta.

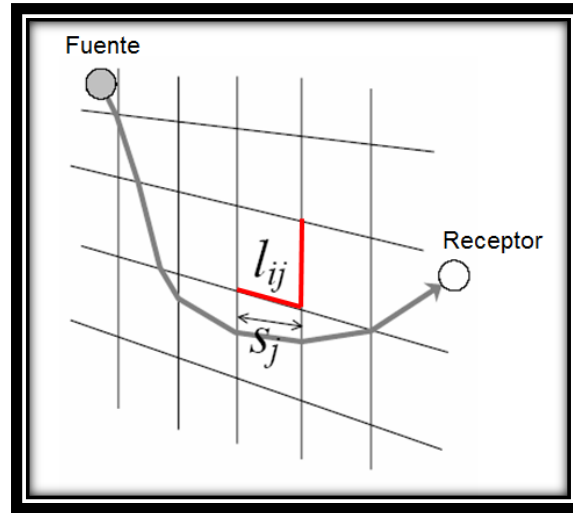
La ecuación de tiempo de viaje con una capa inclinada es esencialmente la misma que para capa horizontal, aunque inicialmente tiene más términos y pasos algebraicos para llegar al resultado final.

Lo que importa de las dromocronas son las distintas pendientes, para así conocer las velocidades y poder identificar los tipos de suelos, pero la otra incógnita que queda por ver es la altura de cada estrato, por lo que en definitiva para cada estrato se tendrá 2 incógnitas, las velocidades y las alturas de las capas. Sin embargo, mediante las mediciones mediante los golpes en determinados puntos de la tirada de geófonos, generan las perturbaciones inducidas y registradas en los mismos geófonos que permiten obtener el dato de las velocidades en cada capa, por lo que quedara por saber la altura de las capas.

SeisImager/2D es un paquete de refracción muy potente. Ofrece tres técnicas de inversión separadas: el método de tiempo-término, el método recíproco y la tomografía.

2.5 Tomografía sísmica

El método tomográfico implica la creación de un modelo de velocidad inicial y, luego, trazar iterativamente los rayos a través del modelo, comparar los tiempos de viaje calculados con los tiempos de viaje medidos, modificar el modelo y repetir el proceso hasta que se minimice la diferencia entre los tiempos calculados y medidos. La matemática es bastante compleja; lo que se presenta aquí supone una comprensión práctica del cálculo de nivel superior y el álgebra lineal. El objetivo esencial es encontrar el tiempo de viaje mínimo entre la fuente y el receptor para cada par fuente-receptor. Esto se logra resolviendo para L_{ij} (trayectoria de rayos) y S_j (velocidad inversa o “lentitud”). Como no se sabe ninguno de los dos, el problema está sublimitado y se deberá utilizar un enfoque iterativo de mínimos cuadrados. (Manual SeisImager-2009)



ANEXO 2 Ilustración 181: Recorrido de un rayo desde la fuente hasta un geófono.

Dónde:

$$s = \frac{1}{v}$$

s = lentitud.

v = velocidad.

l_{ij} = trayectoria de rayo

Llevándola a la forma discreta

$$t_i = \sum_{j=1}^N s_j l_{ij} = s_1 l_{i1} + s_2 l_{i2} + s_3 l_{i3} + s_4 l_{i4} + \dots + s_N l_{iN}$$

Dónde:

i = representa el rayo

j = representa la celda

Si finalmente se separa en M ecuaciones simultáneas (una para cada tiempo de viaje) y N incógnitas, se obtiene:

$$LS = \begin{pmatrix} l_{11} & l_{12} & \cdot & l_{1N} \\ l_{21} & l_{22} & \cdot & l_{2N} \\ l_{31} & l_{32} & \cdot & l_{3N} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ l_{M1} & l_{M2} & \cdot & l_{MN} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \cdot \\ s_N \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} t_1 \\ t_2 \\ \cdot \\ t_M \end{pmatrix} = T$$

Rapaths model travelttime



$$\underline{T} = \underline{L} \underline{S}$$

Tiempo de Viajes = Trayectorias de rayos * Modelo

Dónde:

T son las mediciones.

L se determina geométricamente.

S son las incógnitas.

Este es el método de mínimos cuadrados. La solución para matrices sobre dimensionadas ($M > N$).

Ejemplo 1(de Manual SeisImager-2009): Tres ecuaciones con dos ecuaciones

$$2x_1 + x_2 = 11$$

$$4x_1 + x_2 = 17$$

$$6x_1 + x_2 = 23$$

Las incógnitas son x_1 y x_2 .

En notación matricial, se obtiene:

$$AX = (2 \ 1 \ 4 \ 1 \ 6 \ 1)(X_1 \ X_2) = (11 \ 17 \ 23) = Y$$

$$AX = Y$$

La matriz A es una matriz Jacobiana:

$$f_1 = 2x_1 + x_2 - 11$$

$$f_2 = 4x_1 + x_2 - 17$$

$$f_3 = 6x_1 + x_2 - 23$$

O también

$$A = (2 \ 1 \ 4 \ 1 \ 6 \ 1) = \left(\frac{\partial f_1}{\partial x_1} \ \frac{\partial f_1}{\partial x_2} \ \frac{\partial f_2}{\partial x_1} \ \frac{\partial f_2}{\partial x_2} \ \frac{\partial f_3}{\partial x_1} \ \frac{\partial f_3}{\partial x_2} \right)$$

$$\text{Error} = E = AX - Y$$

Es necesario minimizar la suma de los errores cuadrados:

$$E = (AX - Y)^T (AX - Y) = \|AX - Y\|^2 \Rightarrow \text{Minimizar}$$

Hay que derivar E e igualar a cero,

$$\frac{dE}{dX} = 2A^T(AX - Y) = 0$$

Y resolviendo para X:

$$(A^T A)X = A^T Y$$

Las tres ecuaciones del ejemplo se resuelven:

$$(A^T A)X = (2 \ 4 \ 6 \ 1 \ 1 \ 1)(2 \ 1 \ 4 \ 1 \ 6 \ 1)(x_1 \ x_2) = (2 \ 4 \ 6 \ 1 \ 1 \ 1)(11 \ 17 \ 23) = A^T Y$$

$$(A^T A)X = (56 \ 12 \ 12 \ 3)(x_1 \ x_2) = (228 \ 51) = A^T Y$$

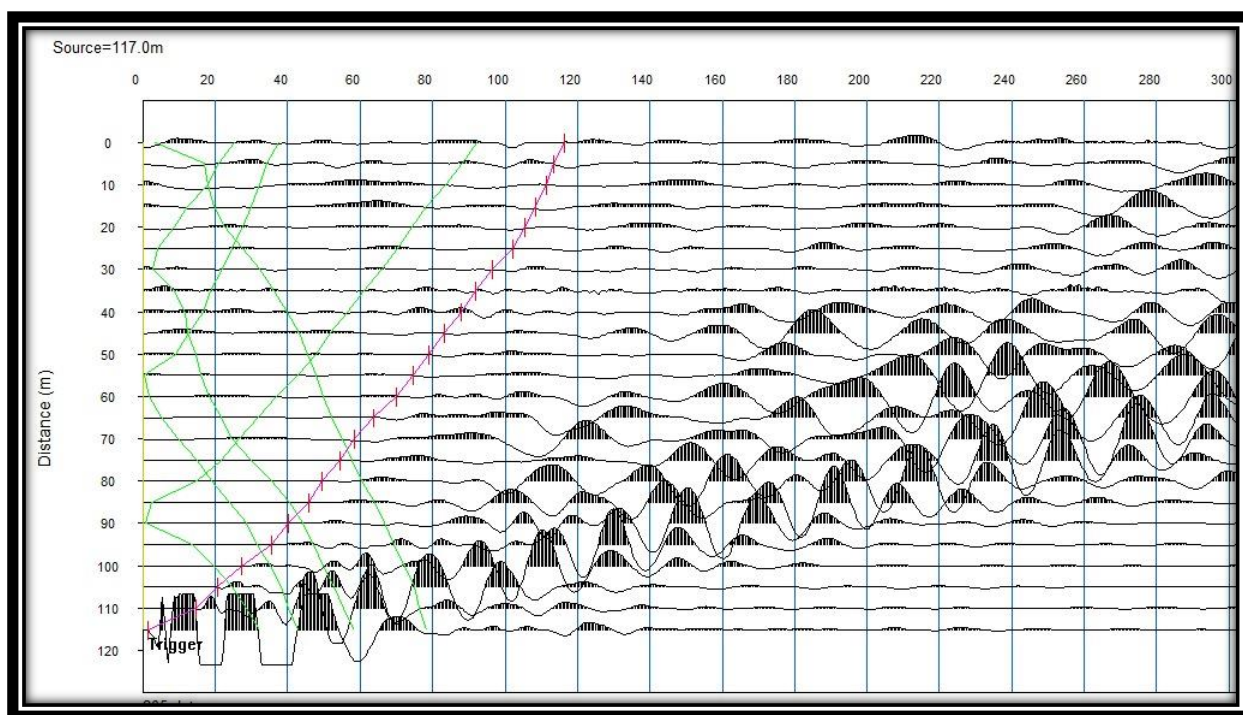
$$X = (A^T A)^{-1} A^T Y = (0.125 \ -0.5 \ -0.5 \ 2.333)(228 \ 51) = (3 \ 5)$$

Los valores de las incógnitas son $x_1=3$ y $x_2=5$.

Este análisis matemático resuelve el paquete de programas de refracción SeisImager/2D muy potente para obtener el perfil de velocidades V_p . Pickwin y Plotrefa son los módulos usados para el análisis de refracción. Ofrece tres técnicas de inversión separadas: el método de tiempo-término, el método recíproco y la tomografía. Pickwin es el módulo donde se recogen las primeras llegadas de las ondas y Plotrefa es el principal programa de análisis de las dromocronas formadas y la inversión de datos para obtener una tomografía.

Al modelo se le debe introducir valores iniciales como ser, profundidad de investigación, rango de velocidad en base al análisis las curvas dromocronas, cantidad de geófonos, distancia de los disparos, etc. En base a esto el modelo realiza su propia medición obteniendo sus propias curvas dromocronas y las compara con las curvas de campo, si el error en tiempo es pequeño el modelo es bueno sino lo itera en base a unos algoritmos hasta minimizar el error, el criterio de minimización es desde el punto de vista energético.

El objetivo principal de Pickwin es ayudar a identificar las primeras llegadas o arribos, marcarlas y guardarlas para luego entrar al programa de análisis Plotrefa.



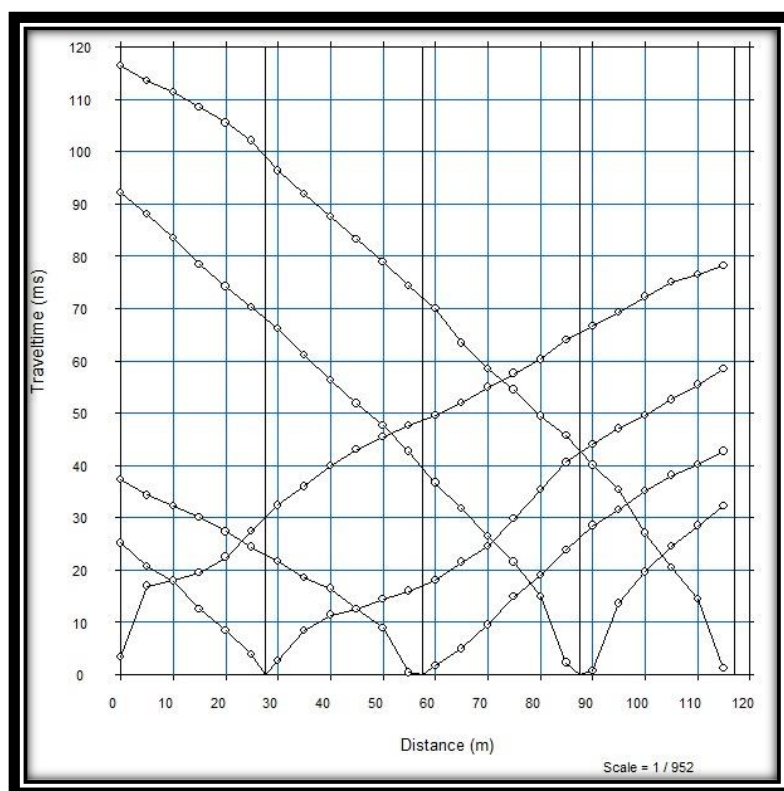
ANEXO 2 Ilustración 182: Marcado de primeras llegadas en programa Pickwin.

Una vez leído los datos (y editado de ser necesario), es posible optimizar la apariencia de los datos para mejorar la apariencia de los primeros arribos. Con este fin, es posible filtrar los datos,

cambiar las ganancias de la pantalla, cambiar las escalas de distancia y de tiempo, cambiar el estilo de trazado y corregir el registro de errores de sincronización.

Plotrefa toma la salida de Pickwin como entrada, y ofrece un perfil de velocidad transversal. Incluye muchas herramientas útiles para facilitar la interpretación de los datos.

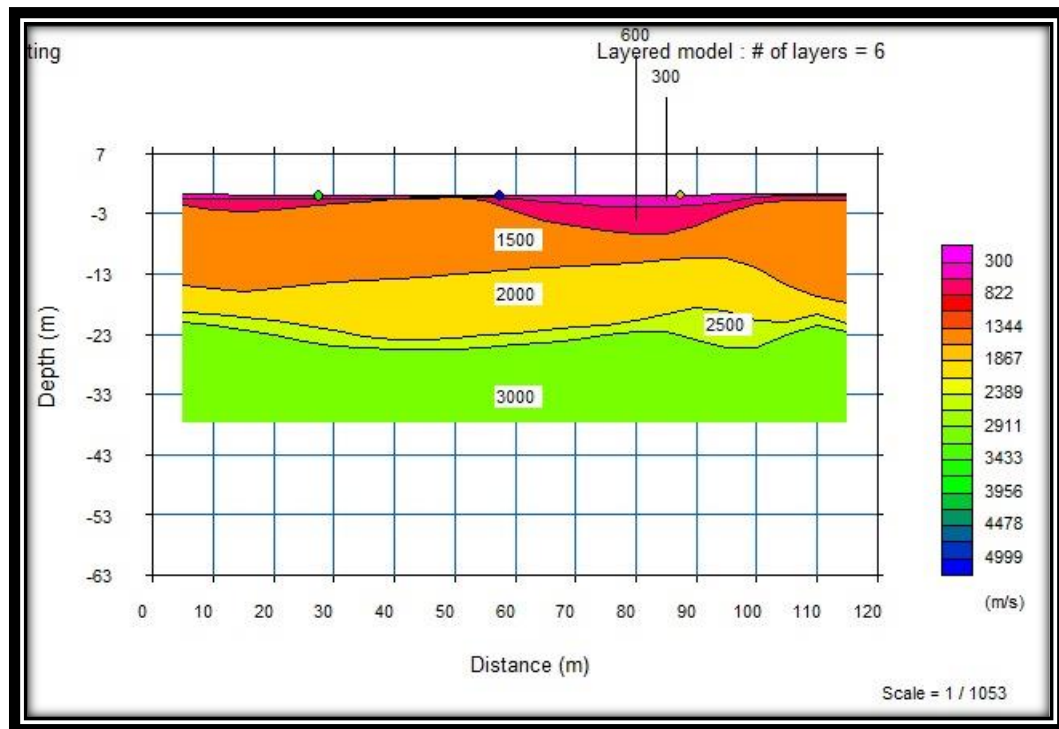
Se abre el archivo de extensión .vs que se guardó en la sección Procesamiento de datos con Pickwin con la opción de la barra de menú: “File”, “Open Plotrefa file”. Se Realizar el mismo procedimiento para los restantes archivos de extensión .vs que se crearon en Procesamiento de datos con Pickwin con la opción de la barra de menú: “File”, “Append Plotrefa file” para abrir todos a la vez en el plotrefa, quedando de esta manera un gráfico de dromocrona así:



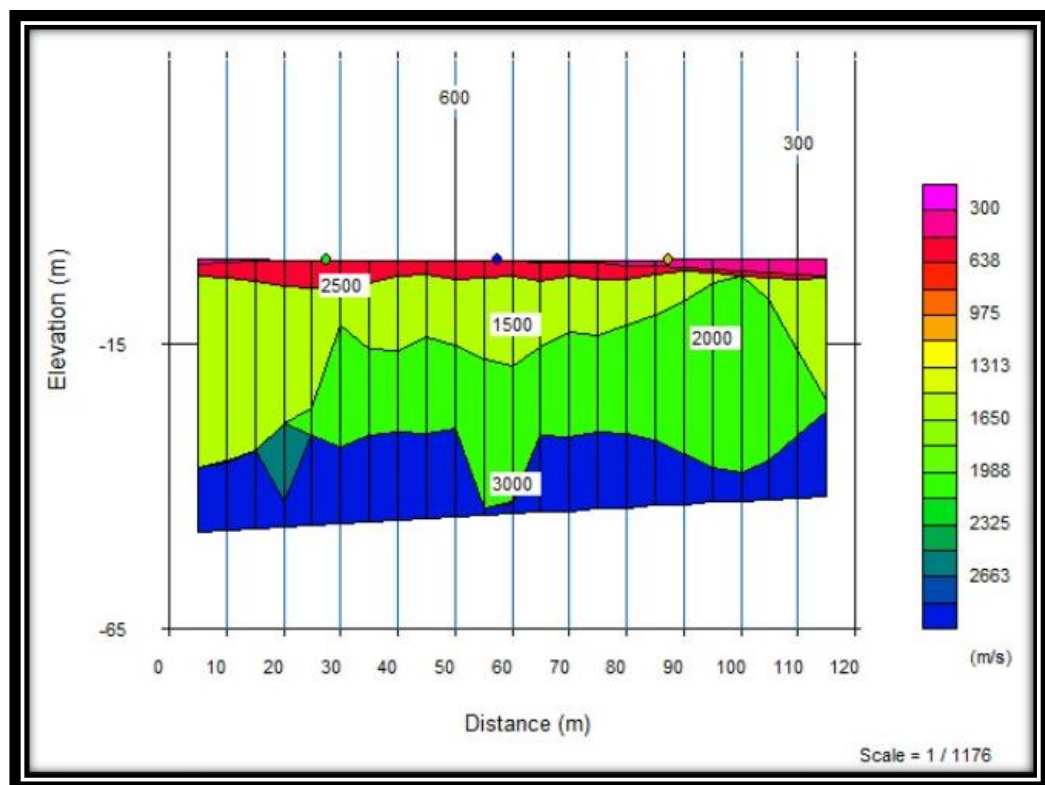
ANEXO 2 Ilustración 183: Dromocrona de ensayo MASW N°2.

Se incorpora al programa por medio de la opción “import elevation” un archivo .txt con las coordenadas de cada geófono para incorporar el perfil de elevaciones de la tendida lineal.

Se Genera el modelo inicial haciendo clic en la opción de la barra de menú “Tomography”, luego “Generate initial model”. Después se realiza la inversión tomográfica usando parámetros por defecto del programa, generando así la tomografía de la presa:



ANEXO 2 Ilustración 184: Tomografía de ensayo MASW N° 2



ANEXO 2 Ilustración 185: Tomografía de ensayo MASW N°1

En estas tomografías puede ya observarse el perfil de velocidades en función de la profundidad que no llega a más de 30m. Se observa que las velocidades se extienden hasta los 3000m/seg, lo cual es erróneo como para pertenecer a roca rockfill propia de la presa, esto



puede deberse a error de medición o porque existe presencia de agua y se tenga presencia de suelo saturado.

Anexo 3

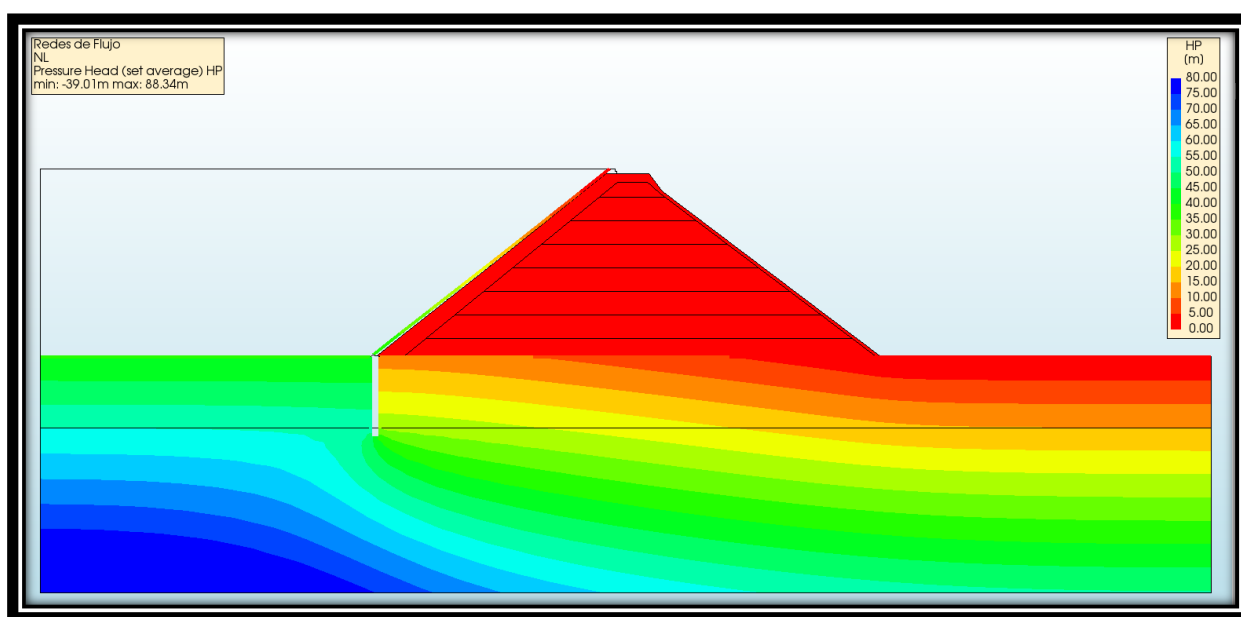
En el presente anexo se hace mención al análisis de infiltraciones. El mismo se realiza por el eje longitudinal del cauce, según imagen 53, ya que es en dicho eje donde se realiza todo el análisis mencionado en el trabajo final. Recordamos aquí, que las grandes infiltraciones que se visualizan en imagen 6, se dan en la margen izquierda de la cerrada, por lo que se intuye que no corresponde contemplar dichas infiltraciones en el análisis de redes de flujo, es decir, que el análisis que presentamos ahora, no contempla la situación de la imagen mencionada.

Es así, que haciendo uso del modelo creado en capítulo 7, se creó allí el análisis de redes de flujo, asignando a las materiales propiedades de porosidad supuestas para un relleno aluvial, roca, y escollera.

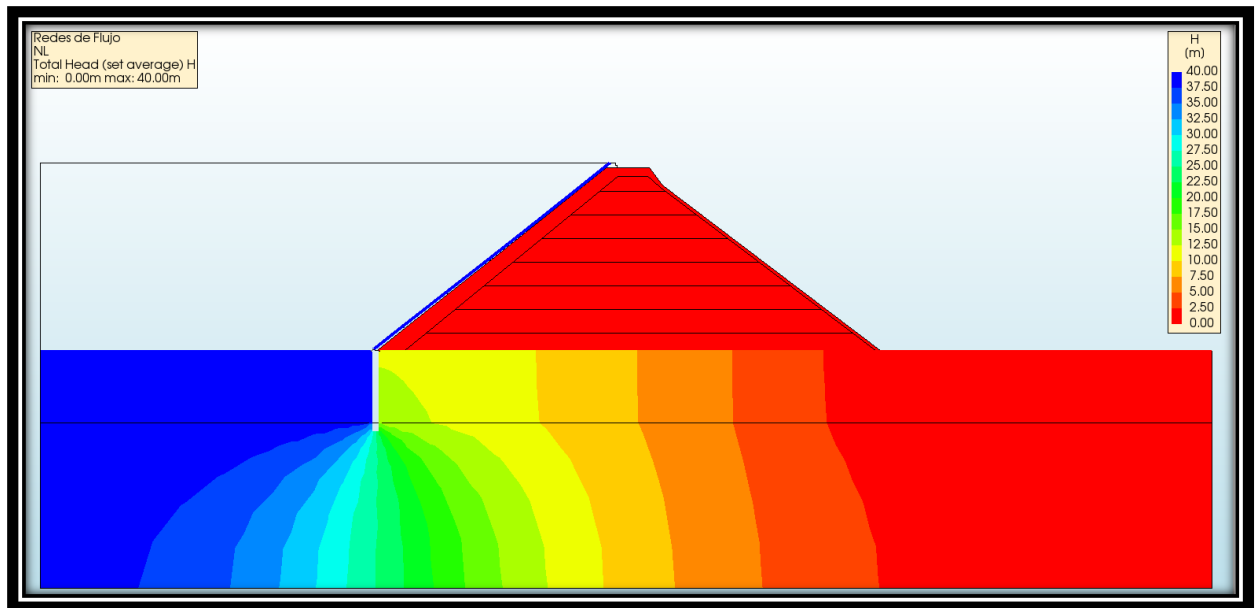
Materiales	Permeabilidad $\frac{m}{seg}$
Escollera	10^{-2}
Relleno Aluvial	10^{-4}
Roca	8×10^{-5}

ANEXO 3 Tabla 15

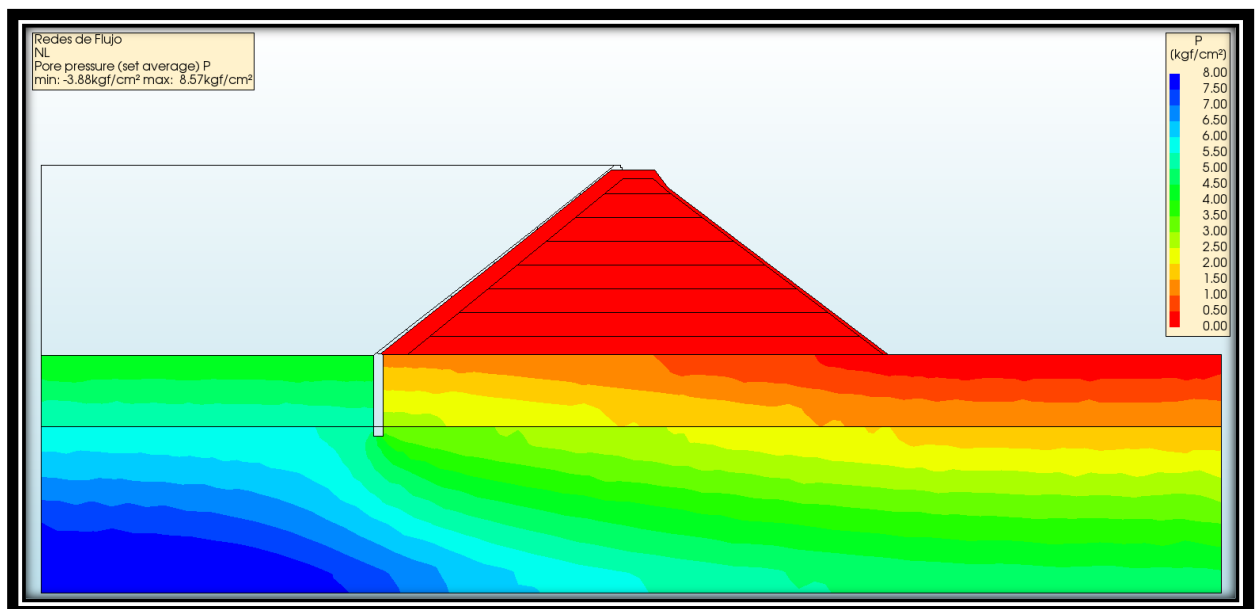
Se procede a mostrar resultados del análisis de redes de flujo.



ANEXO 3 Ilustración 186: Líneas de flujo.



ANEXO 3 Ilustración 187: Líneas equipotenciales.



ANEXO 3 Ilustración 188: Presiones de poro.

Se observa en la imagen que las líneas de flujo muestran los valores de presión de poro en metros de columna de agua. En la zona de la escollera dan valores nulos, y en la zona adyacente al relleno aluvial, cercano al plinto, se obtienen valores de $1.5 \frac{kg}{cm^2}$, decreciente en sentido del flujo. Dichos valores son muy pequeños, por lo que se desprecian en el análisis.

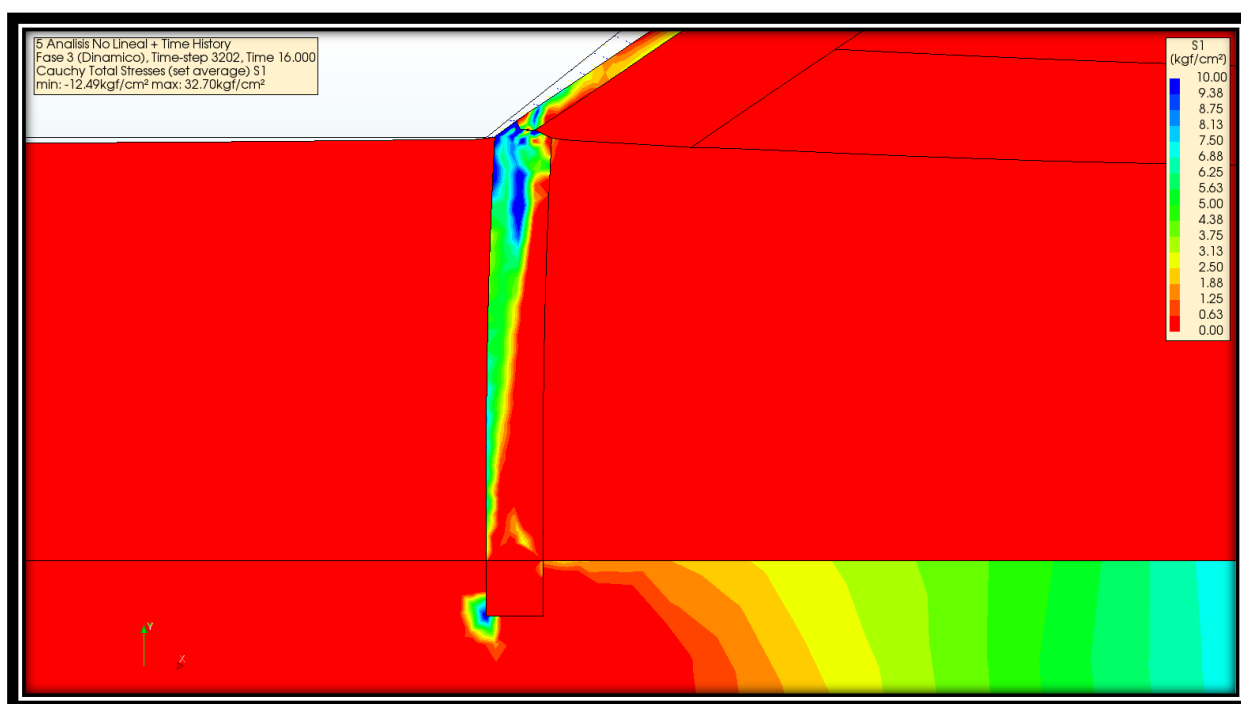
En conclusión, para todo el análisis se contempló reducir la cohesión a 0, para todos los materiales, excepto para el estrato de roca, y al relleno aluvial, se le redujo su ángulo de fricción

interno adoptado, en un factor de 0.66. Finalmente, se menciona la importancia de contemplar las supresiones en un análisis de estabilidad, ya que para cualquier elemento que trabaje por gravedad, su estabilidad se logra por su peso propio, y la supresión, es una carga que generalmente desestabiliza estas estructuras, pero, cabe destacar, que una presa de escollera, al igual que cualquier masa de tierra, no se da el vuelco, sino que antes de esa situación, se da una falla por tensiones de corte en un plano de deslizamiento. Es así, que se remite a no contemplar un análisis de infiltraciones debido a su poca incidencia en la estabilidad de la estructura.

Anexo 4

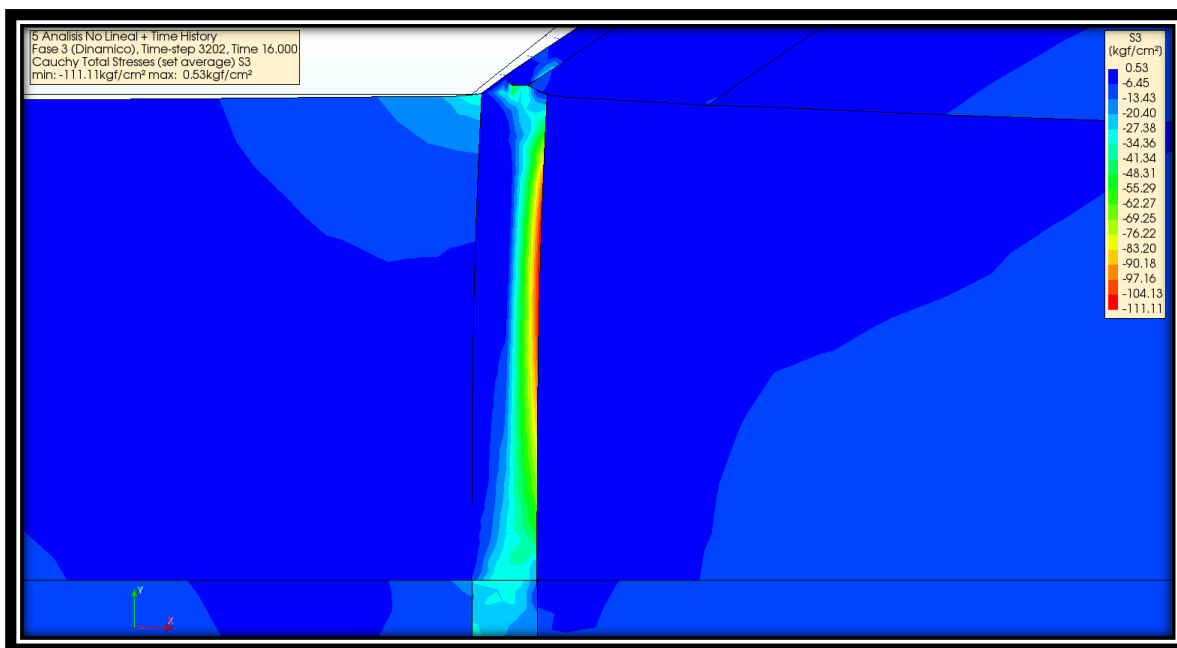
4.1 Plinto

A modo de comentario, se mostrarán los resultados obtenidos sobre el plinto, en cuanto tensiones principales σ_1 y σ_3 , para el estado de D + H + S, luego de finalizado el movimiento sísmico.



ANEXO 4 Ilustración 189: Tensiones principales σ_1 en plinto.

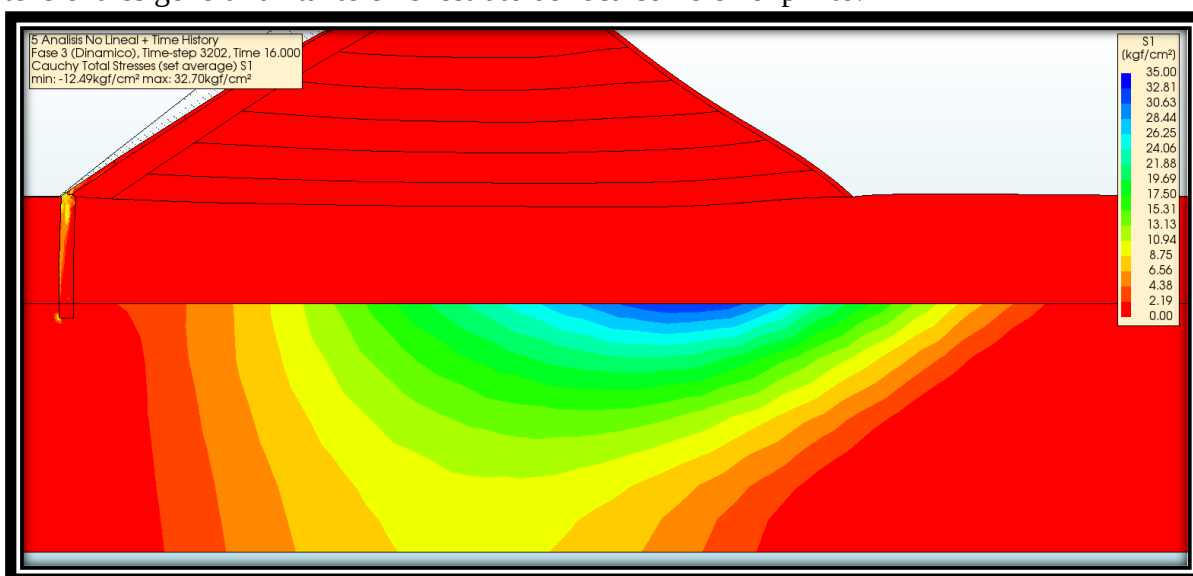
Se observa así, un estado final de tensiones en la zona traccionada del plinto, con valores de $11 \frac{kg}{cm^2}$ aproximadamente, luego de finalizado el movimiento sísmico. Para mejor apreciación, se generaron las envolventes de tensiones para todo el acelerograma, y se observó que se alcanzaron tensiones de hasta $40 \frac{kg}{cm^2}$, esto sin duda conllevaría a una fisuración del plinto, implicando así infiltraciones. Ahora bien, revisando los planos del elemento, se encontró que dispone de una malla cruzada de $\varnothing 22mm$, cada 25 centímetros, por lo que resultaría importante verificar que el espesor de las fisuras que generarían estas tensiones, se encuentre dentro de las tolerancias, con la armadura que figuran en los planos.

ANEXO 4 Ilustración 190: Tensiones principales σ_3 en plinto.

De la misma forma, se observan las tensiones de compresión luego de finalizado el sismo, alcanza valores de $-110 \frac{kg}{cm^2}$ aproximadamente, pero visualizando la historia de tensiones encontramos que alcanza valores de hasta $-170 \frac{kg}{cm^2}$.

4.2 Estrato de Roca

Para el estrato de roca cuarcítica, se observó durante el análisis de datos, que el mismo alcanza elevados valores de tracción, implicando esto una posible fisuración, por lo que, del mismo modo, resulta relevante analizar en algún futuro las fisuraciones que estos estados tensionales generarían tanto en el estrato de roca como en el plinto.

ANEXO 4 Ilustración 191: Tensiones principales σ_3 en estrato de roca.