



**FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y  
URBANISMO**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA  
CIVIL**

**TESIS**

**“INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE DISEÑO DEL  
SISTEMA DE DRENAJE TIPO HORIZONTAL PARA  
UN MODELAMIENTO FÍSICO BIDIMENSIONAL EN  
PRESAS DE MATERIAL HOMOGÉNEO NO  
COHESIVO Y COMPACTADO”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO  
CIVIL**

**AUTORES**

**Bach. Gonzales Guevara, Emilio Javier**

**Bach. Peláez Cáceres, Ricardo Jesús**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

**Ingeniería de Procesos – Ingeniería Hidráulica**

**Pimentel – Perú**

**2017**

**“INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE  
TIPO HORIZONTAL PARA UN MODELAMIENTO FÍSICO BIDIMENSIONAL EN  
PRESAS DE MATERIAL HOMOGÉNEO NO COHESIVO Y COMPACTADO”**

**Aprobación del Informe de Investigación**

---

Dr. Ing. Coronado Zuloeta, Omar  
**Presidente del Jurado de Tesis**

---

Ing. Arriola Carrasco, Guillermo Gustavo  
**Secretario del Jurado de Tesis**

---

MSc. Ing. Muñoz Pérez, Sócrates Pedro  
**Vocal del Jurado de Tesis**

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mi familia quienes fueron un apoyo emocional siendo siempre los que han creído en mí dándome ejemplos de superación, humildad y sacrificio, enseñándome a valorar todo lo que tengo, de la misma forma agradezco a mi institución y a las personas que mostraron su interés en la presente investigación, otorgando sus conocimientos e ideas a fin de mejorar cada aspecto de la misma; la cual lo he desarrollado conjuntamente con mi buen amigo (Ricardo Peláez Cáceres), quien demostró perseverancia ante cada obstáculo que se tuvo. Gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí y no podría sentirme más ameno ante toda la confianza puesta en mí.

Emilio Javier Gonzales Guevara

Dedico esta tesis a mis padres quienes me apoyaron todo este tiempo y en especial a todos aquellos que creyeron en mí desde un principio, a aquellas personas que pese a su saturado tiempo laboral mostraron interés por la temática a investigar, aportando emocional y académicamente al desarrollo de la misma; a mis docentes, quienes impartieron sus conocimientos y experiencias para lograr terminar la carrera, y a todos los interesados en la rama de investigación que he desarrollado conjuntamente con un gran amigo (Emilio Gonzales Guevara). Espero esta investigación sea de buen uso y utilidad para la generación de nuevos conocimientos.

Ricardo Jesús Peláez Cáceres

## **AGRADECIMIENTO**

Un agradecimiento especial al Dr. Ing. Omar Coronado Zuloeta, por direccionar nuestra atención y esfuerzos hacia la rama de hidro - geotecnia.

Al Ing. Guillermo Gustavo Arriola Carrasco, por su apoyo en nuestra labor científica con un interés y entrega que ha sobrepasado todas las expectativas, que como estudiantes depositamos en su persona.

Al Téc. Wilson Olaya Aguilar, encargado del Laboratorio Estudio de Materiales (USS), por el interés demostrado en la presente investigación desde su etapa inicial, aportando sus conocimientos para la realización de ensayos y absolución de incertidumbres que se presentaron en el trayecto.

Al M. Sc. Ing. Sócrates Pedro Muñoz Pérez, encargado del Laboratorio de Suelos y Pavimentos (USS), por sus aportes en el ámbito geotécnico y su asesoría en el manejo del software Plaxis v.8.6.

Al Ing. Cesar Meléndez Fernández, por creer en nosotros desde el primer momento en que tuvo conocimiento de nuestra investigación, apostando que no nos rendiríamos en medio camino, siempre alentándonos al éxito y aconsejándonos paso a paso hasta la culminación de este trabajo.

A los asesores metodológicos, M. Sc. Roger Fernando Chanduví Calderón y M. Sc. Ana María Guerrero Millones, por otorgarnos las pautas necesarias para la correcta presentación de la investigación; asimismo, rescatar su paciencia y motivación, ya que han sido fundamentales para nuestra formación como investigadores.

Agradecemos también a la Universidad Señor de Sipán la cual nos brindó sus instalaciones destinadas a Laboratorios (Estudio de Materiales, Suelos y Pavimentos e Hidráulica), siendo de gran importancia para la realización de ensayos.

Emilio Javier Gonzales Guevara

## ÍNDICE

DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE .....	V
RESUMEN.....	XXV
ABSTRACT .....	XXVI
INTRODUCCIÓN.....	XXVII
<b>CAPÍTULO I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>28</b>
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA .....	29
1.1.1. A nivel internacional .....	29
1.1.2. A nivel nacional .....	32
1.1.3. A nivel local .....	33
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	35
1.3. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	35
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN .....	36
1.4.1. Justificación tecnológica.....	36
1.4.2. Justificación ambiental .....	37
1.4.3. Justificación social.....	37
1.4.4. Justificación económica.....	38
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....	38
1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	39
1.6.1. Objetivo general .....	39
1.6.2. Objetivos específicos.....	40
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>41</b>
2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIOS .....	42
2.1.1. Nivel internacional .....	42
2.1.2. Nivel nacional .....	43
2.1.3. Nivel local .....	45
2.2. ESTADO DEL ARTE .....	47
2.2.1. Software .....	47
2.2.1.1. Rocscience .....	47
2.2.1.2. GeoStudio.....	48
2.2.1.3. Plaxis .....	48
2.2.2. Equipos de laboratorio.....	49
2.2.2.1. Depósito de drenaje e infiltración – S1.....	49
2.2.2.2. Depósito de filtración y drenaje (PDFDC) .....	50
2.3. BASES TEÓRICAS CIENTÍFICAS .....	52
A. Teorías .....	52
A.1. Teoría de Dupuit .....	52
A.2. Teoría de A. Casagrande.....	53
A.3. Teoría de Kozeny ( $\alpha = 180^\circ$ ).....	54
B. Suelos.....	55
B.1. Introducción.....	55
B.2. Definición .....	56
B.3. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos .....	56
B.4. Consistencia.....	60
B.4.1. Estados de Consistencia .....	60

B.5. Granulometría en suelos.....	61
B.5.1. Análisis granulométrico con mallas (o tamices).....	61
B.6. Clasificación de los suelos.....	63
B.6.1. Sistema AASHTO .....	63
B.6.2. SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) .....	64
B.7. Compactación .....	67
B.7.1. Definición .....	67
B.7.2. Compactación en suelos no cohesivos (Granulares) .....	67
A.7.3. Compactación en laboratorio .....	68
B.8. Consolidación.....	69
B.8.1. Definición .....	69
B.8.2. Presión de preconsolidación.....	72
A.8.3. Índice de compresión.....	72
B.8.4. Índice de expansión .....	73
B.8.5. Condición de deformación lateral nula .....	73
C. Presas de tierra .....	74
C.1. Introducción .....	74
C.2. Definición .....	75
C.3. Tipos de presas de tierra .....	75
C.3.1. Clasificación según el uso .....	76
C.3.1.1. Presas de almacenamiento .....	76
C.3.1.2. Presas de derivación .....	76
C.3.1.3. Presas reguladoras.....	76
C.3.2. Clasificación según su sección.....	77
C.3.2.1. Secciones homogéneas .....	77
C.3.2.2. Sección graduada.....	78
C.3.2.3. Sección de enrocamiento con corazón impermeable (sección mixta) .....	78
C.3.3. Clasificación según su altura .....	80
C.3.3.1. Grandes presas .....	81
C.3.3.2. Pequeñas presas.....	81
C.4. Partes de una presa de tierra .....	81
C.4.1. Corazón impermeable .....	81
C.4.2. Drenes .....	82
C.4.3. Filtros .....	82
C.4.4. Vertedor de excedencias .....	82
C.4.5. Pozos de alivio.....	83
C.4.6. Obras de toma .....	84
C.4.7. Muros de retención .....	84
C.5. Condiciones de trabajo en presas de tierra.....	84
C.5.1. Condiciones de estabilidad durante la construcción .....	85
C.5.2. Condiciones de estabilidad a presa llena .....	86
C.5.3. Condiciones de estabilidad en vaciado rápido .....	87
C.6. Causas de fallas en presas de tierra .....	87
C.7. Criterios básico para el diseño de presas de tierra .....	91
C.7.1. Rebosamiento y borde libre .....	91
C.7.2. Ancho de coronación .....	92
C.7.3. Taludes .....	93
C.7.4. Estabilidad .....	96
C.7.5. Control de infiltración .....	96
C.7.6. Protección de los taludes.....	97
C.7.7. Obras de desagüe y auxiliares .....	98

D.	Flujo de agua.....	98
D.1.	Introducción .....	98
D.2.	Aspecto teórico .....	99
D.3.	Ley de Darcy.....	99
D.3.1.	El coeficiente de permeabilidad.....	101
D.4.	Ecuación de Laplace .....	104
D.5.	Flujo bidimensional .....	106
D.5.1.	Red de flujo.....	106
D.5.2.	Redes de flujo en cimentaciones.....	109
D.5.3.	Redes de flujo en el cuerpo de la presa .....	110
D.5.3.1.	Condiciones generales de entrada y salida de la línea de corriente superior .....	112
D.5.4.	Determinación de la línea de corriente superior.....	113
D.5.4.1.	Teoría de Dupuit.....	114
D.5.4.2.	Teoría de A. Casagrande .....	114
D.5.4.3.	Teoría de Kozeny ( $\alpha = 180^\circ$ ) .....	114
E.	Sistemas de drenaje.....	114
E.1.	Drenaje en presas de tierra .....	114
E.2.	Filtros en presas de tierra .....	116
F.	Modelación hidráulica.....	117
F.1.	Introducción.....	117
F.2.	Definición.....	118
F.3.	Modelo físico en obras hidráulicas.....	118
F.3.1.	Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo .....	119
F.3.2.	Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno.....	119
F.4.	Importancia y uso de los modelos físicos .....	120
F.5.	Semejanza hidráulica.....	120
F.6.	Efectos de escala .....	121
G.	Normativa .....	121
G.1.	Normas ASTM .....	121
G.2.	Normas NTP .....	122
H.	Vulnerabilidad.....	123
I.	Seguridad en presas .....	123
I.1.	Introducción .....	123
I.2.	Seguridad durante la etapa de diseño .....	124
I.3.	Seguridad durante la etapa de construcción.....	125
I.4.	Seguridad durante la etapa de operación .....	125
I.5.	Seguridad durante la etapa de control y mantenimiento .....	126
I.6.	Análisis de riesgo .....	126
J.	Impacto ambiental .....	128
J.1.	Introducción .....	128
J.2.	Área de influencia directa (AID).....	128
J.3.	Área de influencia indirecta (AII) .....	129
J.4.	Identificación de impactos ambientales.....	129
2.4.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS .....	130
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO .....		132
3.1.	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	133
3.1.1.	Tipo de investigación.....	133
3.1.2.	Diseño de investigación.....	133
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA .....	133
3.2.1.	Población.....	133

3.2.2.	Muestra.....	133
3.3.	HIPÓTESIS.....	134
3.4.	VARIABLES .....	134
3.4.1.	Variable independiente.....	134
3.4.2.	Variable dependiente.....	134
3.5.	OPERACIONALIZACIÓN .....	135
3.6.	ABORDAJE METODOLÓGICO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	138
3.6.1.	Abordaje metodológico.....	138
3.6.2.	Técnicas de recolección de datos .....	139
3.6.3.	Instrumentos de recolección de datos.....	139
3.7.	PROCEDIMIENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS .....	140
3.7.1.	Diagrama de flujo de procesos.....	140
3.7.2.	Descripción de procesos .....	140
A.	Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas. ....	140
A.1.	Muestras de suelos .....	141
A.1.1.	Procedencia .....	141
A.1.2.	Preparación.....	142
A.2.	Ensayos de suelos .....	146
A.2.1.	Análisis granulométrico .....	146
A.2.2.	Peso específico relativo de las partículas sólidas (Gs) .....	147
A.2.3.	Peso unitario de los agregados .....	149
A.2.4.	Gravedad específica y absorción.....	151
A.2.5.	Próctor modificado .....	154
A.2.6.	Permeabilidad de suelos granulares (Carga constante) .....	156
A.2.7.	Corte directo.....	159
A.2.8.	Consolidación unidimensional .....	161
A.2.9.	Densidad mínima y máxima.....	163
B.	Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo. 165	
B.1.	Cimentación de la presa .....	165
B.2.	Cuerpo de la presa .....	165
B.2.1.	Borde libre.....	165
B.2.2.	Ancho de coronación .....	166
B.2.3.	Taludes .....	166
B.2.4.	Ancho de presa .....	167
B.2.5.	Altura de presa.....	167
B.2.6.	Reboces .....	167
B.2.7.	Control de infiltración .....	168
C.	Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.....	168
C.1.	Verificación de la estabilidad de taludes .....	168
C.1.1.	Rocscience (Slide).....	168
C.1.2.	GeoStudio (Slope/W).....	184
C.2.	Verificación del flujo de agua.....	203
C.2.1.	Principios teóricos.....	203
C.2.2.	GeoStudio (Seep/W).....	205
C.3.	Verificación de los desplazamientos .....	223
C.3.1.	Plaxis .....	223
D.	Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.....	241
D.1.	Equipo de Drenaje .....	241



D.1.1. Componentes del Equipo de Drenaje (Especificaciones) .....	241
D.1.2. Posibles prácticas con el Equipo de Drenaje .....	245
D.1.3. Mantenimiento del Equipo de Drenaje .....	245
D.2. Ensayos Previos .....	245
D.2.1. Factor de escala .....	245
D.2.2. Revisión del Equipo de Drenaje .....	246
D.2.3. Primer ensayo de prueba .....	247
D.2.4. Segundo ensayo de prueba.....	247
D.2.5. Tercer ensayo de prueba.....	253
D.2.6. Dosificación del tinte .....	260
D.3. Ensayos Definitivos .....	261
D.3.1. Contenido de humedad .....	261
D.3.2. Estimación de la cantidad de arena lavada .....	262
D.3.3. Compactación (Control) .....	263
D.3.4. Llenado de la presa .....	265
D.3.5. Medición de caudales .....	265
D.3.6. Lectura piezométrica .....	265
D.3.7. Línea de saturación .....	266
E. Comparación de los resultados teóricos (fórmulas, software) con los obtenidos en laboratorio.....	267
F. Propuesta de coeficientes de corrección (teórico, software), para determinar caudales de infiltración de diseño.....	267
3.7.3. Equipos, materiales, programas y formatos.....	268
3.7.4. Recursos humanos.....	270
3.7.5. Fórmulas.....	271
3.7.6. Diseño.....	281
3.8. ANÁLISIS ESTADÍSTICO E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	281
3.8.1. Enfoque cualitativo .....	281
3.8.2. Enfoque cuantitativo .....	282
3.9. PRINCIPIOS ÉTICOS .....	282
3.9.1. Ética de la recolección de datos.....	282
3.9.2. Ética de la publicación.....	282
3.9.3. Ética de la aplicación.....	282
3.10. CRITERIOS DE RIGOR CIENTÍFICO .....	283
3.10.1. Generalidades .....	283
3.10.2. Fiabilidad .....	283
3.10.3. Replicabilidad .....	283
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS .....	284
4.1. RESULTADOS EN TABLAS Y FIGURAS .....	285
A. Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas. ....	285
B. Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo..	286
C. Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.....	287
C.1. Verificación de la estabilidad de taludes .....	287
C.2. Verificación del flujo de agua.....	288
C.2.1. Caudal de infiltración .....	288
C.2.1.1. Principios teóricos.....	288
C.2.1.2. GeoStudio (Seep/W).....	289
C.2.2. Línea de saturación .....	290
C.2.2.1. Principios teóricos.....	290
C.2.2.2. GeoStudio (Seep/W).....	291

C.3. Verificación de los desplazamientos .....	291
D. Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.....	292
D.1. Caudales de infiltración .....	292
D.2. Lecturas piezométricas .....	294
D.3. Línea de saturación .....	295
4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	298
A. Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas. ....	298
B. Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo. .	298
C. Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.....	299
C.1. Verificación de la estabilidad de taludes .....	299
C.2. Verificación del flujo de agua.....	301
C.2.1. Caudal de infiltración .....	301
C.2.1.1. Principios teóricos.....	302
C.2.1.2. GeoStudio (Seep/W).....	303
C.2.2. Línea de saturación .....	305
C.2.2.1. Principios teóricos.....	305
C.2.2.2. GeoStudio (Seep/W).....	310
C.3. Verificación de los desplazamientos .....	314
D. Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.....	319
D.1. Caudal de infiltración .....	319
D.1.1. Experimental.....	319
D.1.1.1. Grado de compactación vs Caudal de infiltración (Experimental).....	319
D.1.1.2. Caudal de infiltración (Experimental) vs Longitud de drenaje .....	324
D.1.2. Experimental promedio.....	330
D.2. Lecturas piezométricas.....	331
D.2.1. Lectura piezométrica vs longitud de drenaje .....	332
D.2.2. Lectura piezométrica vs grado de compactación .....	335
D.3. Línea de saturación .....	338
D.3.1. Línea de saturación (Experimental) vs Longitud de drenaje .....	338
D.3.1.1. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / Datos recopilados ....	339
D.3.1.2. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / Línea de tendencia.....	344
D.3.1.3. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / Línea de tendencia.....	351
E. Comparación de los resultados teóricos (fórmulas, software) con los obtenidos en laboratorio.....	360
E.1. Comparativa de caudales de infiltración .....	360
E.2. Comparativa de la línea de saturación .....	361
E.3. Comparativa de los desplazamientos.....	365
CAPÍTULO V. PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN .....	366
5.1. COEFICIENTES DE CORRECCIÓN (TEÓRICO / SOFTWARE).....	367
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	370
6.1. CONCLUSIONES.....	371
6.2. RECOMENDACIONES .....	373
REFERENCIAS.....	374
ANEXOS.....	381

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Casos de fallas en presas de relave (Perú). .....	32
<b>Tabla 2.</b> Daños causados por El Fenómeno del Niño 1997-1998 "Región Lambayeque". .....	34
<b>Tabla 3.</b> Gravedad específica de algunos suelos. ....	60
<b>Tabla 4.</b> Tamaño de mallas estándar en EE.UU.....	61
<b>Tabla 5.</b> Descripción, causas y medidas preventivas de fallas en presas de tierra. ....	90
<b>Tabla 6.</b> Criterios empíricos para el ancho de coronación. ....	93
<b>Tabla 7.</b> Taludes para presas homogéneas típicas según Bureau of Reclamation. ....	94
<b>Tabla 8.</b> Taludes para presas homogéneas típicas según el Reglamento de Arizona. ....	94
<b>Tabla 9.</b> Métodos para el cálculo de la estabilidad de taludes. ....	95
<b>Tabla 10.</b> Intervalo aproximado del coeficiente de permeabilidad k para diversos tipos de suelo. ....	101
<b>Tabla 11.</b> Ensayos de suelos y agregados con su normativa correspondiente. ....	122
<b>Tabla 12.</b> Riesgos previsible en la zona de influencia del proyecto.....	126
<b>Tabla 13.</b> Listado de factores impactados. ....	129
<b>Tabla 14.</b> Cuadro de operacionalización de variables independientes.....	135
<b>Tabla 15.</b> Cuadro de operacionalización de variable dependiente. ....	137
<b>Tabla 16.</b> Canteras de procedencia de las muestras de suelo.....	141
<b>Tabla 17.</b> Características granulométricas de las muestras de suelo. ....	147
<b>Tabla 18.</b> Peso específico relativo (Gs) de las arenas. ....	148
<b>Tabla 19.</b> Peso unitario de las muestras de suelo. ....	149
<b>Tabla 20.</b> Peso específico y porcentaje de absorción de las muestras de suelo.....	151
<b>Tabla 21.</b> Máxima densidad seca y óptimo contenido de humedad de las arenas.....	154
<b>Tabla 22.</b> Coeficiente de permeabilidad de las muestras de suelo. ....	156
<b>Tabla 23.</b> Ángulo de fricción y cohesión interna de las muestras de suelo. ....	159
<b>Tabla 24.</b> Coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad de las muestras de suelo. ...	161
<b>Tabla 25.</b> Densidad seca mínima y máxima del confitillo. ....	163
<b>Tabla 26.</b> SLIDE - Coordenadas según sección de presa de tierra sin drenaje. ....	170
<b>Tabla 27.</b> SLIDE – Tabla de propiedades mecánicas de los suelos a analizar. ....	173
<b>Tabla 28.</b> SLIDE - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje. ....	182
<b>Tabla 29.</b> SLIDE - Coordenadas del sistema de drenaje tipo horizontal L=25m. ....	182
<b>Tabla 30.</b> SLIDE – Tabla de propiedades mecánicas del material de drenaje. ....	182
<b>Tabla 31.</b> SLOPE/W - Coordenadas según sección de presa de tierra sin drenaje. ....	186
<b>Tabla 32.</b> SLOPE/W – Tabla de propiedades mecánicas de los suelos a analizar. ....	192
<b>Tabla 33.</b> SLOPE/W - Coordenadas de la línea piezométrica.....	196
<b>Tabla 34.</b> SLOPE/W - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje. ....	201
<b>Tabla 35.</b> SLOPE/W - Coordenadas del sistema de drenaje tipo horizontal L=25m.....	201
<b>Tabla 36.</b> SLOPE/W – Tabla de propiedades mecánicas del material de drenaje. ....	201
<b>Tabla 37.</b> SEEP/W - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje.....	207
<b>Tabla 38.</b> SEEP/W - Coordenadas del sistema de drenaje.....	208
<b>Tabla 39.</b> SEEP/W – Propiedades hidráulicas de los suelos en el diseño. ....	209
<b>Tabla 40.</b> Coordenadas de la presa LD=25m. ....	225

<b>Tabla 41.</b> Ensayos para los materiales.....	268
<b>Tabla 42.</b> Ensayos de hidráulica (Modelamiento físico – bidimensional).....	268
<b>Tabla 43.</b> Recursos humanos.....	270
<b>Tabla 44.</b> Resumen de resultados de los ensayos de mecánica de suelos. ....	285
<b>Tabla 45.</b> Resumen de características de la presa de material homogéneo. ....	286
<b>Tabla 46.</b> Factores de seguridad crítico en la fase de construcción.....	287
<b>Tabla 47.</b> Factores de seguridad crítico en la fase de funcionamiento.....	288
<b>Tabla 48.</b> Caudal de infiltración según los principios teóricos. ....	289
<b>Tabla 49.</b> Caudal de infiltración según GeoStudio (Seep/W). ....	289
<b>Tabla 50.</b> Coordenadas representativas de la línea de saturación (Principios teóricos).290	
<b>Tabla 51.</b> Coordenadas representativas de la línea de saturación (Seep/W).....	291
<b>Tabla 52.</b> Desplazamientos de la presa de material homogéneo en su fase de construcción. ....	292
<b>Tabla 53.</b> Desplazamientos de la presa de material homogéneo en su fase de funcionamiento. ....	292
<b>Tabla 54.</b> Caudales de infiltración según el modelamiento físico – bidimensional. ....	293
<b>Tabla 55.</b> Lecturas piezométricas según el modelamiento físico – bidimensional.....	294
<b>Tabla 56.</b> Coordenadas de la línea de saturación según el modelamiento físico – bidimensional.....	296
<b>Tabla 57.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para el caudal de infiltración (teórico) vs la longitud de drenaje. ....	303
<b>Tabla 58.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para el caudal de infiltración (Seep/W) vs la longitud de drenaje.....	304
<b>Tabla 59.</b> Coordenadas de la condición de salida (Principios teóricos). ....	309
<b>Tabla 60.</b> Coordenadas de la condición de salida (Seep/W).....	314
<b>Tabla 61.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia (lineal) para el Grado de compactación vs Caudal de infiltración (Exp). ....	320
<b>Tabla 62.</b> Intervalos del caudal de infiltración con respecto a la longitud de drenaje. ....	323
<b>Tabla 63.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia (Lineal) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje. ....	325
<b>Tabla 64.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia (Polinómica – 2do Grado) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje. ....	325
<b>Tabla 65.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia (Logarítmica) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje. ....	326
<b>Tabla 66.</b> Intervalos del caudal de infiltración con respecto al grado de compactación..	329
<b>Tabla 67.</b> Caudal de infiltración (Exp. Promedio) con respecto a la longitud de drenaje. ....	330
<b>Tabla 68.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para el Caudal de infiltración (Experimental promedio) vs la Longitud de drenaje. ....	330
<b>Tabla 69.</b> Lecturas piezométricas según la longitud de drenaje (G.C: 95% - 96%).....	333
<b>Tabla 70.</b> Lecturas piezométricas según el grado de compactación (L.D: 5 cm).....	335
<b>Tabla 71.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 95% - 96%.....	344
<b>Tabla 72.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 96% - 97%.....	344

<b>Tabla 73.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 97% - 98%.....	345
<b>Tabla 74.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 98% - 99%.....	345
<b>Tabla 75.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 99% - 100%.....	345
<b>Tabla 76.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 95% - 96%. ....	352
<b>Tabla 77.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 96% - 97%. ....	352
<b>Tabla 78.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 97% - 98%. ....	352
<b>Tabla 79.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 98% - 99%. ....	353
<b>Tabla 80.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 99% - 100%. ....	353
<b>Tabla 81.</b> Tipo de ecuaciones que definen la Línea de saturación (Exp.) para cada Longitud de drenaje, considerando una Condición de entrada: 0.05m.....	353
<b>Tabla 82.</b> Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 95% - 96%.....	359
<b>Tabla 83.</b> Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 96% - 97%.....	359
<b>Tabla 84.</b> Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 97% - 98%.....	359
<b>Tabla 85.</b> Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 98% - 99%.....	360
<b>Tabla 86.</b> Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 99% - 100%.....	360
<b>Tabla 87.</b> Resumen – Caudales de infiltración (Exp. Promedio, Teórico y Software).....	361
<b>Tabla 88.</b> Resumen – Caudales de infiltración (Propuesta: Teórica / Software).....	367
<b>Tabla 89.</b> Ecuaciones de la línea de tendencia para el Caudal de infiltración (Propuesta: Teórica / Software) vs Longitud de drenaje. ....	369

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Causa de fallas en presas (Nivel internacional).....	30
<b>Figura 2.</b> Causas principales de rotura en presas de tierra. ....	30
<b>Figura 3.</b> Tanque de drenaje e infiltración. ....	50
<b>Figura 4.</b> Depósito de filtración y drenaje (PDFDC).....	51
<b>Figura 5.</b> Parábola de Dupuit. ....	52
<b>Figura 6.</b> Posición de la línea superior de flujo según Kozeny.....	54
<b>Figura 7.</b> Determinación de las distancias $Y_o$ y $a_o$ .....	55
<b>Figura 8.</b> Fases del suelo. ....	57
<b>Figura 9.</b> Suelo no saturado; $V_s=1$ .....	57
<b>Figura 10.</b> Suelo saturado; $V_s=1$ .....	57
<b>Figura 11.</b> Curva granulométrica de un suelo de grano grueso obtenida en un análisis con mallas. ....	62
<b>Figura 12.</b> Sistema de clasificación AASHTO (Materiales granulares). ....	64
<b>Figura 13.</b> Símbolos para la clasificación de suelos (SUCS).....	64
<b>Figura 14.</b> Plasticidad para diferentes tipos de suelos.....	65
<b>Figura 15.</b> Práctica estándar para la clasificación de suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification). ....	66
<b>Figura 16.</b> Principios de consolidación.....	70
<b>Figura 17.</b> Esquema de la prueba de consolidación.....	71
<b>Figura 18.</b> Curva e- $\log \sigma'$ al final de la consolidación $\sigma=\sigma'$ . ....	71
<b>Figura 19.</b> Sección Homogénea.....	77
<b>Figura 20.</b> Sección Graduada. ....	78
<b>Figura 21.</b> Sección Mixta.....	79
<b>Figura 22.</b> Algunas variantes constructivas comunes en presas de tierra. ....	80
<b>Figura 23.</b> Pozo de alivio.....	83
<b>Figura 24.</b> Esquema de una obra de toma. ....	84
<b>Figura 25.</b> Falla por rebosamiento.....	87
<b>Figura 26.</b> Falla por erosión interna y canalización.....	88
<b>Figura 27.</b> Falla por deformación de la cimentación. ....	88
<b>Figura 28.</b> Falla por inestabilidad aguas abajo del embalse. ....	89
<b>Figura 29.</b> Falla por inestabilidad aguas arriba del embalse.....	89
<b>Figura 30.</b> Falla por sobreesfuerzos efectivos aguas abajo del embalse.....	89
<b>Figura 31.</b> Ley de Bernoulli modificada para el flujo de agua en suelos. ....	100
<b>Figura 32.</b> Prueba de permeabilidad bajo carga constante.....	102
<b>Figura 33.</b> Prueba de permeabilidad bajo carga variable. ....	103
<b>Figura 34.</b> Flujo bidimensional. ....	104
<b>Figura 35.</b> Líneas Equipotenciales y Líneas de Flujo. ....	106
<b>Figura 36.</b> Constitución de la red de flujo. ....	107
<b>Figura 37.</b> Análisis del gasto a través de un canal de flujo.....	108
<b>Figura 38.</b> Filtraciones bajo la presa. ....	109
<b>Figura 39.</b> Condiciones de frontera en el problema del flujo de agua a través de una presa de tierra. ....	111
<b>Figura 40.</b> Condición de intersección de las equipotenciales con la línea superior de flujo. ....	112

<b>Figura 41.</b> Condiciones de entrada de la línea superior de flujo. ....	112
<b>Figura 42.</b> Condiciones de salida de la línea superior de flujo. ....	113
<b>Figura 43.</b> Tipos de drenes en presas de sección homogénea. ....	115
<b>Figura 44.</b> Flujo de procesos de la tesis de investigación. ....	140
<b>Figura 45.</b> Vista satelital de las canteras “Tres Tomas” y “La Victoria”. ....	141
<b>Figura 46.</b> Tamizado de la arena gruesa con malla metálica de ¼”.....	142
<b>Figura 47.</b> Arena sometida a un lavado, sin tamiz. ....	143
<b>Figura 48.</b> Arena sometida a lavados sucesivos a través de la malla N° 40. ....	143
<b>Figura 49.</b> Apariencia del agua en contacto con la arena, antes (turbia) y después (cristalina) de los lavados sucesivos. ....	144
<b>Figura 50.</b> Tamizado del confitillo. ....	145
<b>Figura 51.</b> Lavado del confitillo. ....	145
<b>Figura 52.</b> Cuarteo de las muestras (arena gruesa y confitillo). ....	146
<b>Figura 53.</b> Tamizado de las muestras de suelo. ....	146
<b>Figura 54.</b> Calibración de la fiola (peso del instrumento sin y con agua). ....	148
<b>Figura 55.</b> Liberación del aire atrapado en las muestras de arena. ....	148
<b>Figura 56.</b> Incorporación de agua hasta el menisco de la fiola. ....	149
<b>Figura 57.</b> Calibración del molde cilíndrico metálico. ....	150
<b>Figura 58.</b> Colocación de los agregados en el molde cilíndrico metálico (Arena / Confitillo). ....	150
<b>Figura 59.</b> Enrasado de los agregados en el molde cilíndrico metálico, para luego determinar su peso (Confitillo). ....	151
<b>Figura 60.</b> Oreado de la muestra de arena con el uso de una secadora. ....	152
<b>Figura 61.</b> Apisonado de la muestra (arena) dentro del molde cónico. ....	152
<b>Figura 62.</b> Peso de la muestra dentro de la fiola luego de una agitación leve. ....	153
<b>Figura 63.</b> Secado de la superficie del confitillo saturado con el uso de una franela. ....	153
<b>Figura 64.</b> Ingreso de la canastilla con confitillo en el recipiente lleno de agua. ....	154
<b>Figura 65.</b> Incorporación de agua a la muestra de arena. ....	155
<b>Figura 66.</b> Apisonado de la muestra (arena) dentro del molde cilíndrico, para determinar su peso. ....	155
<b>Figura 67.</b> Colocación de la muestra (arena) dentro del molde cilíndrico y apisonado. .	156
<b>Figura 68.</b> Enrasado de la arena y colocación del molde cilíndrico en la base del permeámetro. ....	157
<b>Figura 69.</b> Colocación del confitillo dentro del permeámetro (previa compactación con un pequeño pisón metálico). ....	157
<b>Figura 70.</b> Colocación de la tapa del permeámetro (previa colocación de la piedra porosa). ....	158
<b>Figura 71.</b> Toma de mediciones en el permeámetro de carga constante. ....	158
<b>Figura 72.</b> Compactación de la arena (3 capas) dentro del molde de sección circular. .	159
<b>Figura 73.</b> Colocación del molde en el equipo de corte (previa saturación por 24 horas). .....	160
<b>Figura 74.</b> Lecturas en los diales cada cierto tiempo (para una determinada carga aplicada). ....	160
<b>Figura 75.</b> Colocación de las muestras en el tallador metálico y posterior saturación. .	161
<b>Figura 76.</b> Muestra saturada sometida a una pre-carga de 100 gr. (Duración de 24 hrs). .....	162

<b>Figura 77.</b> Colocación y/o retiro de pesas metálicas según la carga y descarga. ....	162
<b>Figura 78.</b> Lectura del deformímetro para cada carga en diferentes intervalos de tiempo. .....	163
<b>Figura 79.</b> Colocación de la muestra (confitillo) dentro del molde cilíndrico. ....	164
<b>Figura 80.</b> Peso de la muestra (confitillo) dentro del molde cilíndrico. ....	164
<b>Figura 81.</b> SLIDE – Opción “Project Settings”. ....	169
<b>Figura 82.</b> SLIDE – Ventana “Project Settings”. ....	169
<b>Figura 83.</b> SLIDE – Sección de presa de tierra sin drenaje a ingresar en el programa. .	170
<b>Figura 84.</b> SLIDE – Opción “Add External Boundary”. ....	170
<b>Figura 85.</b> SLIDE – Coordenadas ingresadas según barra “Enter vertex”. ....	171
<b>Figura 86.</b> SLIDE – Ventana “Coordinate Table”. ....	171
<b>Figura 87.</b> SLIDE – Contorno externo de diseño de presa. ....	172
<b>Figura 88.</b> SLIDE – Opción “Add Material Boundary”. ....	172
<b>Figura 89.</b> SLIDE – Coordenadas límites de los materiales. ....	172
<b>Figura 90.</b> SLIDE – Límites de los materiales dentro del contorno externo de diseño. ..	173
<b>Figura 91.</b> SLIDE – Ventana “Define Material Properties”. ....	174
<b>Figura 92.</b> SLIDE – Ventana “Assign Material Properties”. ....	174
<b>Figura 93.</b> SLIDE – Materiales asignados a la sección de presa en análisis. ....	175
<b>Figura 94.</b> SLIDE – Guía de acceso a la ventana “Add Water Table Line”. ....	175
<b>Figura 95.</b> SLIDE – Línea piezométrica asignada a la sección de presa en análisis. ....	176
<b>Figura 96.</b> SLIDE – Materiales influenciados por el nivel piezométrico. ....	176
<b>Figura 97.</b> SLIDE – Ventana “Auto Grid”. ....	177
<b>Figura 98.</b> SLIDE – Grilla generada para el análisis de los centros de círculo de falla. .	177
<b>Figura 99.</b> SLIDE – Opción “Compute”. ....	178
<b>Figura 100.</b> SLIDE – Ventana “Save”. ....	178
<b>Figura 101.</b> SLIDE – Opción “Interpret”. ....	178
<b>Figura 102.</b> SLIDE – Factor de seguridad más crítico. ....	179
<b>Figura 103.</b> SLIDE – Opción “All Surfaces” y “Minimum Surfaces”. ....	179
<b>Figura 104.</b> SLIDE – Círculos evaluados en el análisis de estabilidad de taludes. ....	180
<b>Figura 105.</b> SLIDE – Cuadros de resumen insertados según opción de edición “Text Box”. ....	180
<b>Figura 106.</b> SLIDE – Presentación de etiquetas insertadas según opción “Text box”. ....	181
<b>Figura 107.</b> SLIDE – Sección de presa de tierra con drenaje tipo horizontal a ingresar en el programa. ....	181
<b>Figura 108.</b> SLIDE – F.S. de la presa de tierra (LD=25m.) en estado de construcción. .	183
<b>Figura 109.</b> SLIDE – F.S. de la presa de tierra (LD=25m.) en estado de funcionamiento. .....	183
<b>Figura 110.</b> SLOPE/W – Programa Slope/W en su versión 2016. ....	184
<b>Figura 111.</b> SLOPE/W – ventana principal del programa Slope/W. ....	185
<b>Figura 112.</b> SLOPE/W – Sección de presa de tierra sin drenaje a analizar .....	185
<b>Figura 113.</b> SLOPE/W – Ventana “Diseño de página”. ....	186
<b>Figura 114.</b> SLOPE/W – Opción “Definición”. ....	187
<b>Figura 115.</b> SLOPE/W – Opción “Unidades y Escala”. ....	187
<b>Figura 116.</b> SLOPE/W – Ventana “Unidades y Escala”. ....	187
<b>Figura 117.</b> SLOPE/W – Área de trabajo del programa Slope/W. ....	188
<b>Figura 118.</b> SLOPE/W – Ventana “Cuadrícula”. ....	188



<b>Figura 119.</b> SLOPE/W – Ventana “Ejes” .	189
<b>Figura 120.</b> SLOPE/W – Ejes ingresados en el área de trabajo. ....	189
<b>Figura 121.</b> SLOPE/W – Guía de acceso a la ventana “Introducir Análisis”.....	190
<b>Figura 122.</b> SLOPE/W – Cuadro de descripción del proyecto. ....	190
<b>Figura 123.</b> SLOPE/W – Tipo de análisis a emplear.....	191
<b>Figura 124.</b> SLOPE/W – Configuración de condición por incidencia de agua.....	191
<b>Figura 125.</b> SLOPE/W – Configuración de la dirección de análisis de movimiento.....	192
<b>Figura 126.</b> SLOPE/W – Opción “Materiales”.....	192
<b>Figura 127.</b> SLOPE/W – Ventana “Introducir Materiales” .	193
<b>Figura 128.</b> SLOPE/W – Opción “Regiones” .	193
<b>Figura 129.</b> SLOPE/W – Ventana Dibujar regiones. ....	194
<b>Figura 130.</b> SLOPE/W – Barra de coordenadas.....	194
<b>Figura 131.</b> SLOPE/W – Ventana “Dibujar Materiales”.....	195
<b>Figura 132.</b> SLOPE/W – Ventana “Dibujar Líneas Piezométricas” .	196
<b>Figura 133.</b> SLOPE/W – Materiales afectados por la línea piezométrica.....	197
<b>Figura 134.</b> SLOPE/W – Opción “Dibujar Entrada y Salida de las Superficies de Deslizamiento”.....	197
<b>Figura 135.</b> SLOPE/W – Ventana “Dibujar rango de superficie de deslizamiento”.....	198
<b>Figura 136.</b> SLOPE/W – Gestor de solución para el análisis de estabilidad. ....	199
<b>Figura 137.</b> SLOPE/W – Opción “Superficie de Deslizamiento” .	199
<b>Figura 138.</b> SLOPE/W – Superficies de Deslizamientos. ....	200
<b>Figura 139.</b> SLOPE/W – Sección de presa de tierra con drenaje a ingresar en el programa. ....	200
<b>Figura 140.</b> SLOPE/W – F.S. de la presa de tierra (LD=25m.) en estado de construcción. .....	202
<b>Figura 141.</b> SLOPE/W – F.S. de la presa de tierra (LD=25m.) en estado de funcionamiento. ....	202
<b>Figura 142.</b> SEEP/W – Acceso al programa Seep/W. desde GeoStudio 2016. ....	206
<b>Figura 143.</b> SEEP/W – Ventana principal del programa Seep/W.....	206
<b>Figura 144.</b> SEEP/W – Sección de presa de tierra con drenaje a ingresar en el programa. .....	207
<b>Figura 145.</b> SEEP/W – Ventana “Análisis” .	209
<b>Figura 146.</b> SEEP/W – Ventana “Análisis” .	210
<b>Figura 147.</b> SEEP/W – Ventana “Colors” .	211
<b>Figura 148.</b> SEEP/W – Ventana de asignación de propiedades hidráulicas de los suelos. .....	212
<b>Figura 149.</b> SEEP/W – Ventana “Estimación de Función de Conductividad”.....	213
<b>Figura 150.</b> SEEP/W – Ventana “introducir funciones de Conductividad Hidráulica” . ....	213
<b>Figura 151.</b> SEEP/W – Regiones ingresadas al área de trabajo. ....	214
<b>Figura 152.</b> SEEP/W – Ventana “Dibujar Materiales” .	214
<b>Figura 153.</b> SEEP/W – Materiales asignados a cada región. ....	215
<b>Figura 154.</b> SEEP/W – Puntos asignados según la intersección del talud vs el tirante de agua. ....	215
<b>Figura 155.</b> SEEP/W – Ventana “Dibujar las Condiciones de límite” .	216
<b>Figura 156.</b> SEEP/W – Ventana “Dibujar las Condiciones de límite” .	217
<b>Figura 157.</b> SEEP/W – Ventana “Gestor de Solución”.....	218

<b>Figura 158.</b> SEEP/W – Franjas equipotenciales de la sección en análisis.....	218
<b>Figura 159.</b> SEEP/W – Opción “Dibujar las etiquetas de los contornos”.....	219
<b>Figura 160.</b> SEEP/W – Ventana “Dibujar Contornos”.....	219
<b>Figura 161.</b> SEEP/W – Barra de herramientas de dibujo.....	220
<b>Figura 162.</b> SEEP/W – Opción “Dibujar las rutas de flujo”.....	220
<b>Figura 163.</b> SEEP/W – Opción “Dibujar las Secciones de Flujo”.....	221
<b>Figura 164.</b> SEEP/W - Opción “Dibujar las etiquetas de flujo”.....	222
<b>Figura 165.</b> Plaxis – Configuración general del proyecto (Pestaña Project).....	223
<b>Figura 166.</b> Plaxis – Configuración general del proyecto (Pestaña Dimensions).....	224
<b>Figura 167.</b> Plaxis – Grilla del área de trabajo.....	224
<b>Figura 168.</b> Plaxis – Herramienta “Geometry line”.....	225
<b>Figura 169.</b> Plaxis – Ingreso de coordenadas.....	225
<b>Figura 170.</b> Plaxis – Herramienta “Standard fixities”.....	226
<b>Figura 171.</b> Plaxis – Condiciones de contorno para la presa analizada.....	227
<b>Figura 172.</b> Plaxis – Herramienta “Standard fixities”.....	227
<b>Figura 173.</b> Plaxis – Creación de materiales (Pestaña General).....	228
<b>Figura 174.</b> Plaxis – Creación de materiales (Pestaña Parameters).....	229
<b>Figura 175.</b> Plaxis – Asignación de materiales en la sección de presa.....	229
<b>Figura 176.</b> Plaxis – Sección de presa con los materiales asignados.....	230
<b>Figura 177.</b> Plaxis – Fineza de la triangulación.....	230
<b>Figura 178.</b> Plaxis – Selección de regiones para aplicar mayor fineza a la triangulación. .....	231
<b>Figura 179.</b> Plaxis – Triangulación de la sección de presa.....	231
<b>Figura 180.</b> Plaxis – Herramienta “Phreatic level”.....	232
<b>Figura 181.</b> Plaxis – Nivel freático para la fase de construcción.....	232
<b>Figura 182.</b> Plaxis – Nivel freático para la fase de funcionamiento.....	233
<b>Figura 183.</b> Plaxis – Borde impermeable de la presa en la fase de construcción y funcionamiento.....	233
<b>Figura 184.</b> Plaxis – Herramienta “Closed consolidation boundary”.....	234
<b>Figura 185.</b> Plaxis – Herramienta “Closed consolidation boundary”.....	234
<b>Figura 186.</b> Plaxis – Selección del tipo de análisis para la presión de poro.....	235
<b>Figura 187.</b> Plaxis – Presión de poro en la presa (fase de construcción y funcionamiento). .....	235
<b>Figura 188.</b> Plaxis – Activación del conmutador.....	236
<b>Figura 189.</b> Plaxis – Herramienta “Generate initial stresses”.....	236
<b>Figura 190.</b> Plaxis – Cargas actuantes en la sección analizada.....	236
<b>Figura 191.</b> Plaxis – Establecimiento de las fases a analizar (Pestaña General).....	237
<b>Figura 192.</b> Plaxis – Establecimiento de las fases a analizar (Pestaña Parameters).....	237
<b>Figura 193.</b> Plaxis – Herramienta “Select points for curves”.....	238
<b>Figura 194.</b> Plaxis – Establecimiento de puntos de análisis.....	238
<b>Figura 195.</b> Plaxis – Deformación de la triangulación.....	239
<b>Figura 196.</b> Plaxis – Desplazamientos totales.....	239
<b>Figura 197.</b> Plaxis – Desplazamientos horizontales.....	239
<b>Figura 198.</b> Plaxis – Desplazamientos verticales.....	240
<b>Figura 199.</b> Plaxis – Desplazamientos visualizados con la paleta de colores.....	240

<b>Figura 200.</b> Sección transversal de presa con un drenaje horizontal $L = 5$ cm. Escala 1:100. ....	246
<b>Figura 201.</b> Revisión de fugas y deformaciones horizontales del Equipo de Drenaje. ....	246
<b>Figura 202.</b> Trazo de la sección transversal de presa en la pantalla acrílica. ....	247
<b>Figura 203.</b> Colocación y compactación del material de cimentación (estrato inferior: arena sin lavar). ....	248
<b>Figura 204.</b> Líneas de control de compactación, dispuestas cada 3 cm. ....	248
<b>Figura 205.</b> Compactación del material de cimentación (estrato superior: arena lavada). ....	249
<b>Figura 206.</b> Colocación de la malla metálica (entre los estratos de la cimentación). ....	250
<b>Figura 207.</b> Colocación de la malla de tela plástica (entre los estratos de la cimentación). ....	250
<b>Figura 208.</b> Sección de presa culminada (1er predimensionamiento) en el Equipo de drenaje. ....	251
<b>Figura 209.</b> Control del caudal de ingreso durante el primer llenado de presa (1er predimensionamiento). ....	251
<b>Figura 210.</b> Saturación progresiva de los materiales durante el primer llenado de presa (1er predimensionamiento). ....	252
<b>Figura 211.</b> Falla del talud aguas arriba. Aparición de una grieta en la corona y posterior asentamiento de 11 mm en dicha zona. ....	253
<b>Figura 212.</b> Compactación del estrato superior de cimentación ( $e = 3$ cm) para un nuevo ensayo. ....	254
<b>Figura 213.</b> Replanteo de la nueva sección de presa (2do predimensionamiento) en la pantalla acrílica. ....	254
<b>Figura 214.</b> Líneas de control de compactación en el cuerpo de presa. ....	255
<b>Figura 215.</b> Sección de presa culminada (2do predimensionamiento) en el Equipo de drenaje. ....	255
<b>Figura 216.</b> Primer llenado de presa (2do predimensionamiento). Instalación del sistema de suministro de tinta. ....	256
<b>Figura 217.</b> Intento fallido del suministro de tinte azul (diluido en agua) en el cuerpo de la presa. ....	257
<b>Figura 218.</b> Segundo llenado de presa (2do predimensionamiento). ....	257
<b>Figura 219.</b> Medición de caudales en los reboses N° 01 y N° 02, mediante el uso de probeta y cronómetro. ....	258
<b>Figura 220.</b> Lectura de alturas piezométricas, mediante el uso del tablero piezométrico ubicado en la parte posterior del equipo. ....	258
<b>Figura 221.</b> Línea de saturación ligeramente visible con el uso de suero. ....	259
<b>Figura 222.</b> Ensayo de densidad aplicado al tinte rojo a base de suero. ....	259
<b>Figura 223.</b> Línea de saturación visible gracias al tinte rojo a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40. ....	260
<b>Figura 224.</b> Lectura de la temperatura durante el ensayo de densidad de líquidos. ....	261
<b>Figura 225.</b> Formato de estimación de la cantidad de material en función del grado de compactación a emplear en el ensayo. ....	262
<b>Figura 226.</b> Ubicación de puntos de control de compactación en la cimentación del modelo. ....	263

<b>Figura 227.</b> Ubicación de puntos de control de compactación en el cuerpo de presa del modelo.....	264
<b>Figura 228.</b> Medida del volumen de agua saliente en la tubería de rebose #2 ubicada aguas abajo de la presa.....	265
<b>Figura 229.</b> Ubicación de puntos de control para lecturas piezométrica en el modelo....	266
<b>Figura 230.</b> Medida de lecturas piezométricas según lo dispuesto por cada fila.....	266
<b>Figura 231.</b> Trazado del recorrido de la línea de saturación en la pantalla de acrílico....	267
<b>Figura 232.</b> Caudal de infiltración (teórico) vs longitud de drenaje. ....	303
<b>Figura 233.</b> Caudal de infiltración (Seep/W) vs longitud de drenaje. ....	304
<b>Figura 234.</b> Línea de saturación – Teórico (Dupuit) / Sin drenaje.....	305
<b>Figura 235.</b> Línea de saturación – Teórico (Casagrande) / Sin drenaje.....	306
<b>Figura 236.</b> Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 5 cm.....	307
<b>Figura 237.</b> Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 10 cm.....	307
<b>Figura 238.</b> Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 15 cm.....	308
<b>Figura 239.</b> Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 20 cm.....	308
<b>Figura 240.</b> Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 25 cm.....	309
<b>Figura 241.</b> Línea de saturación proporcionada por GeoStudio (Seep/W).....	310
<b>Figura 242.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / Sin drenaje. ....	311
<b>Figura 243.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 5 cm. ....	311
<b>Figura 244.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 10 cm. ....	312
<b>Figura 245.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 15 cm. ....	312
<b>Figura 246.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 20 cm. ....	313
<b>Figura 247.</b> Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 25 cm. ....	313
<b>Figura 248.</b> Deformación de la triangulación (Desplazamiento total extremo) en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m. ....	315
<b>Figura 249.</b> Desplazamiento total en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m. ....	315
<b>Figura 250.</b> Desplazamiento horizontal en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.....	316
<b>Figura 251.</b> Desplazamiento vertical en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.....	316
<b>Figura 252.</b> Deformación de la triangulación (Desplazamiento total extremo) en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m. ....	317
<b>Figura 253.</b> Desplazamiento total en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.....	317
<b>Figura 254.</b> Desplazamiento horizontal en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.....	318
<b>Figura 255.</b> Desplazamiento vertical en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.....	318
<b>Figura 256.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / Sin drenaje.....	320
<b>Figura 257.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 5 cm. ....	321
<b>Figura 258.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 10 cm ....	321
<b>Figura 259.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 15 cm. ....	322
<b>Figura 260.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 20 cm. ....	322
<b>Figura 261.</b> Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 25 cm. ....	323
<b>Figura 262.</b> Resumen Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.). ....	324

<b>Figura 263.</b> Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96%. ....	326
<b>Figura 264.</b> Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 96% - 97%. ....	327
<b>Figura 265.</b> Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 97% - 98%. ....	327
<b>Figura 266.</b> Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99%. ....	328
<b>Figura 267.</b> Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 99% - 100%. ....	328
<b>Figura 268.</b> Resumen Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje.....	329
<b>Figura 269.</b> Caudal de infiltración (Experimental promedio) vs Longitud de drenaje. ....	331
<b>Figura 270.</b> Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F1.....	333
<b>Figura 271.</b> Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F2.....	334
<b>Figura 272.</b> Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F3.....	334
<b>Figura 273.</b> Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 95% - 96%.....	335
<b>Figura 274.</b> Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 96% - 97%. ....	336
<b>Figura 275.</b> Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 97% - 98%. ....	336
<b>Figura 276.</b> Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 98% - 99%. ....	337
<b>Figura 277.</b> Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 99% - 100%. ....	337
<b>Figura 278.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / Datos recopilados. ....	339
<b>Figura 279.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 96% - 97% / Datos recopilados. ....	340
<b>Figura 280.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 97% - 98% / Datos recopilados. ....	341
<b>Figura 281.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99% / Datos recopilados. ....	342
<b>Figura 282.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99% / Datos recopilados. ....	343
<b>Figura 283.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 95% - 96% / Línea de Tendencia. ....	346
<b>Figura 284.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 96% - 97% / Línea de Tendencia. ....	347
<b>Figura 285.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 97% - 98% / Línea de Tendencia. ....	348
<b>Figura 286.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 98% - 99% / Línea de Tendencia. ....	349
<b>Figura 287.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 99% - 100% / Línea de Tendencia. ....	350
<b>Figura 288.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 95% - 96% / Línea de Tendencia. ....	354
<b>Figura 289.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 96% - 97% / Línea de Tendencia. ....	355
<b>Figura 290.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 97% - 98% / Línea de Tendencia. ....	356
<b>Figura 291.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 98% - 99% / Línea de Tendencia. ....	357
<b>Figura 292.</b> Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 99% - 100% / Línea de Tendencia. ....	358
<b>Figura 293.</b> Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Comparativa).....	361

<b>Figura 294.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa sin drenaje. ....	362
<b>Figura 295.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 5 cm. ....	363
<b>Figura 296.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 10 cm .....	363
<b>Figura 297.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 15 cm. ....	364
<b>Figura 298.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 20 cm .....	364
<b>Figura 299.</b> Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 25 cm. ....	365
<b>Figura 300.</b> Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Propuesta teórica). ....	368
<b>Figura 301.</b> Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Propuesta Software). ....	368
<b>Figura 302.</b> Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Comparativa de propuestas). .....	369

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1.</b> Línea superior de flujo - Parábola de Dupuit. ....	52
<b>Ecuación 2.</b> Cálculo del gasto según Dupuit. ....	53
<b>Ecuación 3.</b> Línea superior de flujo - Parábola de A. Casagrande. ....	53
<b>Ecuación 4.</b> Cálculo del gasto según A. Casagrande. ....	53
<b>Ecuación 5.</b> Cálculo de la altura $Y_0$ . ....	54
<b>Ecuación 6.</b> Línea superior de flujo según Kozeny. ....	54
<b>Ecuación 7.</b> Cálculo del gasto según Kozeny. ....	55
<b>Ecuación 8.</b> Relación de vacíos. ....	58
<b>Ecuación 9.</b> Porosidad. ....	58
<b>Ecuación 10.</b> Porosidad en función de la relación de vacíos. ....	58
<b>Ecuación 11.</b> Grado de saturación. ....	58
<b>Ecuación 12.</b> Contenido de humedad. ....	59
<b>Ecuación 13.</b> Peso específico húmedo. ....	59
<b>Ecuación 14.</b> Peso específico seco. ....	59
<b>Ecuación 15.</b> Peso de los sólidos del suelo. ....	59
<b>Ecuación 16.</b> Índice e plasticidad. ....	61
<b>Ecuación 17.</b> Coeficiente de uniformidad. ....	63
<b>Ecuación 18.</b> Coeficiente de curvatura. ....	63
<b>Ecuación 19.</b> Presión de poro del agua. ....	69
<b>Ecuación 20.</b> Incremento del esfuerzo efectivo. ....	69
<b>Ecuación 21.</b> Presión de poro disipada. ....	69
<b>Ecuación 22.</b> Esfuerzo efectivo igual a la sobrecarga impuesta. ....	70
<b>Ecuación 23.</b> Índice de compresión. ....	72
<b>Ecuación 24.</b> Índice de expansión. ....	73
<b>Ecuación 25.</b> Coeficiente de presión lateral. ....	73
<b>Ecuación 26.</b> Coeficiente de presión en reposo en función del ángulo de fricción. ....	73
<b>Ecuación 27.</b> Coeficiente de presión en reposo en función del coeficiente de Poisson. ....	74
<b>Ecuación 28.</b> Módulo de elasticidad edométrico del suelo. ....	74
<b>Ecuación 29.</b> Borde libre. ....	92
<b>Ecuación 30.</b> Ley de Bernoulli modificada. ....	99
<b>Ecuación 31.</b> Ley de Bernoulli con carga de velocidad despreciable. ....	100
<b>Ecuación 32.</b> Pérdida de carga hidráulica. ....	100
<b>Ecuación 33.</b> Velocidad de descarga. ....	101
<b>Ecuación 34.</b> Gradiente hidráulico. ....	101
<b>Ecuación 35.</b> Tasa de flujo según ensayo de prueba de carga variable. ....	103
<b>Ecuación 36.</b> Variación de carga según $dt$ . ....	103
<b>Ecuación 37.</b> Ecuación de continuidad. ....	105
<b>Ecuación 38.</b> Velocidad de descarga en la dirección X. ....	105
<b>Ecuación 39.</b> Velocidad de descarga en la dirección Y. ....	105
<b>Ecuación 40.</b> Función potencial. ....	105
<b>Ecuación 41.</b> Ecuación de Laplace para flujo bidimensional. ....	105
<b>Ecuación 42.</b> Elementos de una red de flujo. ....	107
<b>Ecuación 43.</b> Pérdida de carga entre dos equipotenciales. ....	108
<b>Ecuación 44.</b> Caudal a través de un canal de flujo. ....	108
<b>Ecuación 45.</b> Caudal total a través de los canales de flujo. ....	108
<b>Ecuación 46.</b> Rango de condiciones que debe cumplir la relación de materiales existentes en un sistema de filtro. ....	117
<b>Ecuación 47.</b> Relación de semejanza. ....	121
<b>Ecuación 48.</b> Contenido de humedad. ....	271
<b>Ecuación 49.</b> Contenido de humedad en laboratorio. ....	271
<b>Ecuación 50.</b> Peso específico relativo de los sólidos. ....	272

<b>Ecuación 51.</b> Peso específico relativo de los sólidos en laboratorio.....	272
<b>Ecuación 52.</b> Peso específico de masa. ....	272
<b>Ecuación 53.</b> Peso específico saturado con superficie seca. ....	273
<b>Ecuación 54.</b> Peso específico aparente. ....	273
<b>Ecuación 55.</b> Absorción. ....	273
<b>Ecuación 56.</b> Peso unitario del agregado.....	274
<b>Ecuación 57.</b> Peso unitario en condición saturado superficial seco. ....	274
<b>Ecuación 58.</b> Densidad humedad. ....	276
<b>Ecuación 59.</b> Densidad seca. ....	276
<b>Ecuación 60.</b> Peso unitario seco del espécimen compactado.....	276
<b>Ecuación 61.</b> Contenido de agua para una saturación completa.....	277
<b>Ecuación 62.</b> Permeabilidad en suelos granulares. ....	277
<b>Ecuación 63.</b> Máxima resistencia al corte. ....	278
<b>Ecuación 64.</b> Esfuerzo normal. ....	278
<b>Ecuación 65.</b> Altura de sólidos.....	278
<b>Ecuación 66.</b> Relación de vacíos. ....	279
<b>Ecuación 67.</b> Índice de compresión. ....	279
<b>Ecuación 68.</b> Índice de compresión volumétrica. ....	279
<b>Ecuación 69.</b> Coeficiente de presión de reposo (Jaky, 1944).....	280
<b>Ecuación 70.</b> Coeficiente de presión en reposo de tierra. ....	280
<b>Ecuación 71.</b> Módulo de elasticidad edométrico .....	280
<b>Ecuación 72.</b> Densidad seca del material .....	281



## RESUMEN

En la actualidad, es frecuente el uso de presas de material homogéneo, debido al reducido impacto ambiental generado y los menores costos de su construcción. Asimismo, este tipo de estructuras poseen drenajes a fin de mitigar el comportamiento erosivo del fluido; sin embargo, se desconoce los cambios originados por la manipulación de su principal parámetro de diseño. Por esta razón, la presente investigación evaluó la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal.

Con los avances en ingeniería, se ha demostrado que un mejor estudio se logra a través de un modelamiento físico bidimensional. Por ello, se realizó 30 ensayos en el Equipo de Drenaje para una sección transversal de presa (previamente predimensionada); de la cual se obtuvo: caudales de infiltración, lecturas piezométricas y trazo de la línea de saturación (todas ellas contrastadas con principios teóricos o software). Con el conjunto de datos recopilados, se elaboraron gráficas comparativas; con las que se propusieron coeficientes de corrección (teórico / software).

Finalmente, se determinó que la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal, radica en un aumento de la estabilidad de taludes y caudales de infiltración; asimismo, implica la reducción de lecturas piezométricas y línea de saturación.

**Palabras Claves:** Presa de material homogéneo, drenaje horizontal, modelamiento físico – bidimensional, flujo de agua, caudal de infiltración.

## ABSTRACT

At present, there is frequent the use of dams of homogeneous material, due to the limited environmental generated impact and the minor costs of his construction. Likewise, this type of structures possess drainages in order to mitigate the erosive behavior of the fluid; nevertheless, there are not known the changes originated by the manipulation of his principal design parameter. For this reason, the present investigation there evaluated the influence of the length of design of the drainage system horizontal type.

With the advances in engineering, there has been demonstrated that a better study is achieved across a two-dimensional physicist modeling. For it, 30 tests were realized in the Equipment of Drainage for a transverse section of dam (before pre measured); of which it was obtained: flows of infiltration, piezometreical readings and outline of the saturation line (all of them confirmed with theoretical beginning or software). With the set of compiled information, comparative graphs were elaborated; with those who proposed themselves coefficients of correction (theoretical / software).

Finally, one determined that the influence of the length of design of the drainage system horizontal type, it takes root in an increase of the stability of banks and flows of infiltration; likewise, it implies the reduction of piezometreical readings and saturation line.

**Key Words:** Dam of homogeneous material, horizontal drainage, two-dimensional physicist modeling, flow of water, flow of infiltration.

## INTRODUCCIÓN

El fenómeno del “Niño Costero”, suscitado el 15 de marzo del 2017, fue la causa directa para el desborde de los ríos La Leche y Motupe (ubicados en la Región Lambayeque) debido al aumento del caudal originado por las fuertes lluvias registradas. (Diario Correo, 2017)

Una de las soluciones contempladas frente a desastres naturales como el antes mencionado, lo constituye la construcción de embalses; dentro de las cuales podemos destacar las de material homogéneo, ya que favorecen el aprovechamiento de los recursos propios de la zona, así como la reducción significativa de los costos. De forma complementaria, su eficacia frente a los efectos del fluido, dependen de la incorporación de sistemas de drenaje (siendo el de mayor simplicidad constructiva el de tipo horizontal).

Las longitudes del sistema de drenaje tipo horizontal pueden ser muy variables, provocando en el ingeniero proyectista cierta incertidumbre acerca de sus consecuencias en la estructura. Por ello, en la presente investigación el objetivo fue evaluar la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal a través de modelamientos físicos bidimensionales, cuya hipótesis comprobada fue el aumento significativo del caudal de infiltración. Una vez finalizada la investigación, se concluyó que la longitud de drenaje es directamente proporcional con la estabilidad de taludes y caudales de infiltración, e inversamente proporcional a las lecturas piezométricas y línea de saturación.

El presente informe de investigación, se encuentra estructurado:

- Capítulo I : Problema de investigación.
- Capítulo II : Marco teórico.
- Capítulo III : Marco metodológico.
- Capítulo IV : Análisis e interpretación de los resultados.
- Capítulo V : Propuesta de investigación.
- Capítulo VI : Conclusiones y recomendaciones.

## **CAPÍTULO I**

### **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Situación problemática**

### **1.1.1. A nivel internacional**

A nivel global podemos observar casos excepcionales de tragedias ocurridas por el colapso de estructuras hidráulicas, siendo los embalses, los que ocasionan una mayor catástrofe.

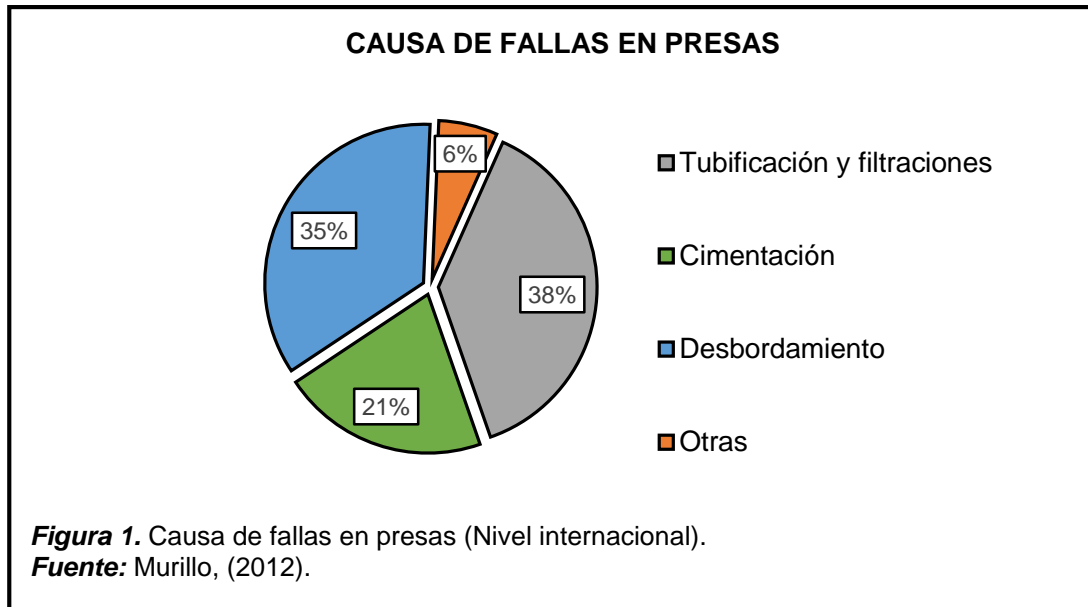
Tomando en cuenta que dichas estructuras representan el avance de la ingeniería en su época, al transcurrir décadas de operación y con los cambios originados en su entorno (deforestación, urbanización y modificación de sus solicitaciones originales) algunas de ellas se han clasificado como de alto riesgo. Por esta razón, la rotura de presas, se define como un evento que se origina por el colapso o movimiento de una parte de la estructura, desestabilizándola y volviéndola incapaz de poder retener eficientemente el agua almacenada, dando origen a fugas (consideradas como el inicio de grandes problemas).

Estudios de diferentes instituciones en torno a las fallas más frecuentes en presas en los últimos años, otorgan la siguiente información:

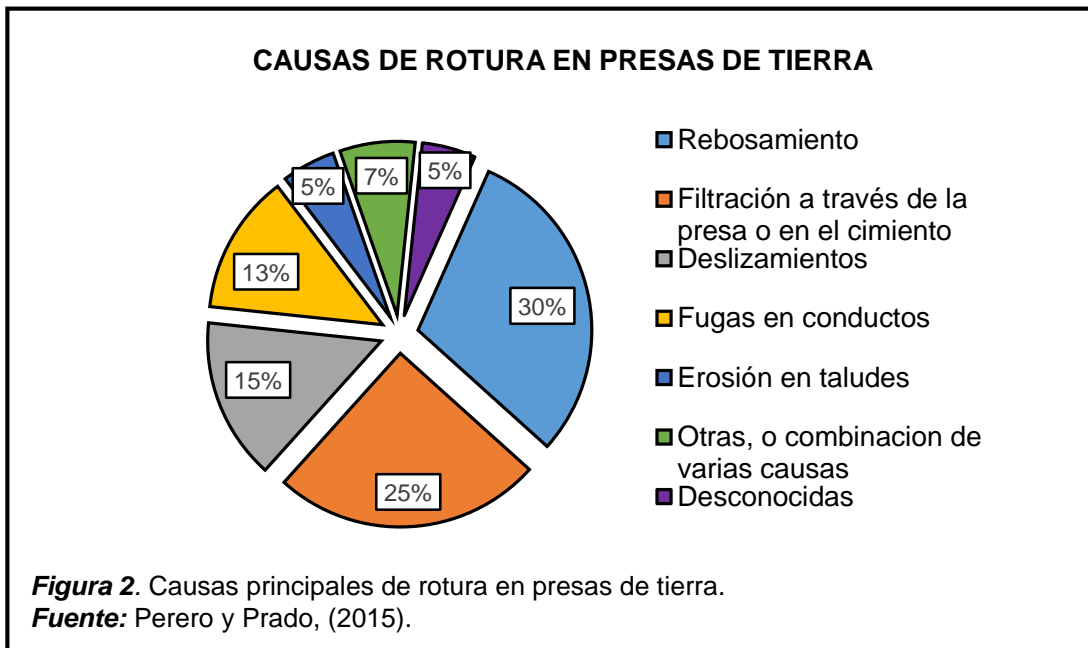
Flores y Gaytán, (2005). En la ejecución de su obra extraen un fragmento de la investigación de Fell, R., Wan, C.h. y Foster, haciendo mención que el fenómeno de tubificación es responsable de aproximadamente 50% de las fallas registradas en presas de tierra y enrocamiento, la cual consiste en la remoción y acarreo de las partículas del suelo por el paso de un flujo de agua.

Murillo, (2012). Con la información de más de 5500 revisiones de presas, se ha obtenido la información presentada en la Figura 1. Es conveniente señalar que en muchos casos, por ser presas de particulares o antiguas, no se conoce cuando se rompió la cortina y la causa precisa de su ruptura. En general se han tratado de agrupar las presas, en aquellas que fallaron por avenidas que las erosionaron

superficialmente, por tubificación, y por el comportamiento desfavorable debido a la mala compactación o el tipo de material con el cual se construyó el terraplén.



Perero y Prado, (2015). Hacen una investigación en torno a las presas de tierra que han colapsado en el siglo XX, resultando su estudio en una gráfica en la cual detalla el rango de ocurrencia de fallas en dichas estructuras.



Analizando los resultados de estos estudios, se puede concluir que el problema de tubificación y filtración excesiva tienen un gran índice de ocurrencia, constituyéndose como la segunda causa de falla después del rebosamiento.

A continuación se presenta algunos casos de presas que han colapsado por dicho problema:

a. Presa Nanaksagar Dam

Situada en el noroeste de la India, con una capacidad de embalse de  $2.1 \times 10^6$  m<sup>3</sup>. En agosto de 1967, un caudal máximo estimado de 9 711 m<sup>3</sup>/s había ocurrido debido a las fuertes lluvias, ocasionando que la presa llegase a fallar. El agua que brotó a través de la fuga creó una grieta de 7.6 m, que más tarde se amplió a 45.7 m. por la cual se dio paso el flujo de agua y ésta se depositó aguas abajo del embalse elevando el nivel de agua a 16.8 m por encima del pie de la presa, siendo el responsable del asentamiento del terraplén. Debido al paso brusco del agua la brecha se amplió a 150m, ocasionando que los filtros y el sistema de alivio llegaran al punto de ser insuficientes como para poder controlar la filtración, convirtiéndose en otro factor importante de falla y originando su arrastre aguas abajo en dirección del flujo de agua. (Indian Institute of Technology Madras, 2011)

b. Presa Teton Dam

La Represa de Teton estuvo ubicada sobre el río Teton en el estado de Idaho en Estados Unidos, fue finalizada por el gobierno federal a fin de proveer agua para la irrigación y energía eléctrica en noviembre de 1975 a un costo de 100 millones de dólares. La presa estaba compuesta por una cresta de 975.36 m. de longitud y una altura de 92.64 m. La roca sobre la cual se asentaba la presa es una riolita y algunas tobas, rocas volcánicas de la época terciaria, ampliamente fisuradas y permeables, debido a esto se ejecutaron trabajos de impermeabilización, vertidos de lechada y jet grouting en torno a dicha zona, desgraciadamente este trabajo no fue sistemático. (Cuellar, 2014)

El 5 de junio de 1976 la represa sufrió un fallo en su muro lo cual produjo su rompimiento. La principal causa de ello fue que la riolita fisurada de la cimentación provocó la infiltración de agua bajo la presa; el agua infiltrada causó la erosión interna en el material del núcleo, por lo cual la presa falló debido a la tubificación y la ausencia de filtros de drenaje. Luego del desastre, no fue reconstruida y no se han planteado planes actualmente para hacerlo.

### 1.1.2. A nivel nacional

Carrillo, (2016). En su publicación, se explica las causales más comunes de los dos tipos de falla predominantes en las presas de relave: fallas hidráulicas, debidas a erosión de la superficie de la estructura, filtraciones excesivas o incapacidad para resistir las filtraciones a través de la presa o su cimentación; y fallas estructurales, como derrumbes o colapso estructural de la presa o su cimentación. Generalmente los embalses que retienen material de relave presentan mayor índice de ocurrencia de falla. Algunos casos de fallas en presas de relave peruanas, se detallan a continuación en la siguiente tabla:

**Tabla 1.**  
*Casos de fallas en presas de relave (Perú).*

<b>Nombre de la presa</b>	<b>Altura del depósito</b>	<b>Año de ocurrencia</b>	<b>Causa probable</b>	<b>Estado actual del depósito</b>	<b>Daños humanos, materiales y ambientales</b>
Atacocha	-	1971	Falla en drenaje	Abandonado	Contaminación del Río Huallaga y daños a infraestructura vial.
Ticapampa Alianza	20 m	1971	Falla de construcción y drenaje	Abandonado	Tres muertos, destrucción de viviendas e interrupción de la carretera de Huaraz – Lima.

**Fuente:** Carrillo, (2016).



Como se observa en la tabla presentada anteriormente, un inadecuado diseño o construcción de un sistema de drenaje, puede originar que estructuras de gran relevancia económica y social colapsen, muestra de ello son las presas de Atacocha y Ticapampa Alianza en el año 1971.

Es por ello que el autor concluye en que casi todas las fallas pueden ser prevenidas con un buen diseño, una construcción controlada y un mantenimiento constante, que son pasos requeridos en todos los trabajos exitosos de la ingeniería.

### **1.1.3. A nivel local**

Diario El Correo, (2016). Según su artículo publicado el 22 de febrero, hace un llamado de atención a las autoridades pertinentes a que no bajen la guardia por más de que se haya descartado la presencia del fenómeno de El Niño, ya que según el Estudio Nacional del Fenómeno El Niño (ENFEN), en su comunicado oficial N° 04-2016, estiman que la intensidad de este suceso originaría lluvias de 35 a 60 litros por metro cuadrado en las partes medias y bajas de Tumbes y Piura, así como de 20 litros por metro cuadrado en el caso de Lambayeque; lo que significa altas probabilidades de que se registren fuertes lluvias. Esta noticia llamó la atención del Sr. Carlos Balarezo Mesones, actual jefe del Centro de Operaciones de Emergencia Regional (COER), expresando su preocupación, ya que lo compara con los sucesos llevados a cabo en el verano de 1997-1998, teniendo un gran impacto en el departamento de Lambayeque (siendo el tercero más afectado por la producción pluvial intensa y descomunal, lo cual conllevó a la elevación de los caudales en ríos, canales y drenes), dando inicio a un caos social y económico.

**Tabla 2.***Daños causados por El Fenómeno del Niño 1997-1998 "Región Lambayeque".*

<b>Daños causados por “El Niño 1997-1998”, a la infraestructura de la región Lambayeque</b>	
Enero (1998)	Inundación en la intersección de la Panamericana Norte y Av. Leguía en Chiclayo
Febrero (1998)	Colegios y calles de la región Lambayeque totalmente inundadas por lluvias intensas Colapso del sistema de alcantarillado en la ciudad de Chiclayo. Colapso de una parte del Muelle de Puerto Eten por maretaos. Fracturas en canales de regadío del distrito de Picsi – Ferreñafe. Vehículos atrapados por inundación en la zona de Mocce. Colapso del Kilómetro 822 de la Panamericana Norte cortado por crecida del río La Leche.
Marzo (1998)	Colapso del Puente Reque.

**Fuente:** Diario El Correo, (2016).

Diario El Comercio, (2016). En su artículo publicado el 4 de febrero, hace mención al interés que posee el Ministerio de Agricultura, en cuanto a la construcción de dos presas de almacenamiento las cuales permitirán represar más de 160 mm<sup>3</sup> del excedente de agua debido al fenómeno de El Niño; siendo esta institución la que tiene previsto invertir más de US\$600 millones, a fin de afianzar el proyecto, Sistema Hídrico Integral del Valle Chancay – Lambayeque. El agua, que se guardará en las presas La Montería (110 mm<sup>3</sup>) y Sicán (50 mm<sup>3</sup>), procede de la cuenca del río Chancay y nace en la provincia de Chota (Cajamarca). El gerente general del Proyecto Especial Olmos – Tinajones, Sr. Juan Saavedra Jiménez señala que los embalses forman parte del plan hidráulico regional el cual tiene como objetivo un manejo eficiente del recurso hídrico.

Diario Correo, (2017). Con respecto a su artículo publicado el 15 de marzo, informa acerca de las catastróficas consecuencias originadas por el “Niño Costero”, dentro de las cuales se enmarca el desborde de los ríos La Leche y Motupe tras el aumento del caudal debido a las fuertes lluvias registradas. El desborde del río La Leche, afectó los caseríos de Pacora e inundó en su totalidad el distrito de Íllimo; por otra parte, el desborde del río Motupe afectó los caseríos del distrito de Jayanca, ocasionando el aislamiento de pobladores y la desaparición de menores de edad.

Ante esto, fue necesaria la rápida intervención de personal policial, los cuales a través de helicópteros llevaron a cabo eficaces rescates.

De estos tres artículos extraídos de diarios, se puede apreciar que el fenómeno de El Niño sigue siendo la principal causa de desastres en la Región Lambayeque, los cuales han tenido un gran impacto social, ambiental, económico entre otros. Mitigar las consecuencias de este fenómeno natural, es el motivo por el cual entidades de la región y el país, dan inicio a la elaboración de proyectos que buscan controlar y evitar pérdidas de todo tipo. Una de las soluciones contempladas, lo constituye la construcción de embalses, los cuales además de brindar un mejor aprovechamiento del recurso hídrico, buscarán minimizar los efectos producidos por las máximas avenidas. Es por ello, que para el diseño y posterior funcionamiento de estas estructuras, resulta necesario incorporar un adecuado sistema de drenaje, parámetro de gran relevancia y en el cual toma énfasis esta investigación.

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cómo influye la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal para un modelamiento físico bidimensional en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado?

## **1.3. Delimitación de la investigación**

La presente investigación y recopilación de información se realizó en los laboratorios de Suelos y Pavimentos, Estudios de Materiales, e Hidráulica de la Universidad Señor de Sipán; el cual se encuentra ubicado en el Km 5 de la carretera Chiclayo – Pimentel, distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

#### **1.4. Justificación e importancia de la investigación**

La construcción de presas abarca ciertos factores; tales como el diseño, ubicación, ejecución, control y mantenimiento, lo cual significa que de no realizar de manera correcta uno de estos aspectos involucraría que la estructura hidráulica se convierta en un potencial riesgo.

En el Perú se construyen presas de tierra, concreto armado, o la unión de ambos; este criterio depende del proyectista, ya que él tomará en cuenta el costo de la estructura, su tamaño, la disponibilidad de los materiales en la zona donde se ubicará, entre otros factores.

Las presas de tierra son las más utilizadas en nuestra realidad debido a los menores costos que involucra en comparación con los demás tipos. Sin embargo para proyectar una estructura de tales características, es necesario considerar un sistema de filtración y drenaje que permita transportar un determinado caudal de infiltración hacia aguas abajo de la presa, sin que esto implique poner en riesgo la vida útil del proyecto.

##### **1.4.1. Justificación tecnológica**

Una presa carente de un adecuado sistema de drenaje, representa un peligro latente debido a la diversidad de fallas que el flujo de agua puede originar no solo en su cimentación sino también en la propia estructura. Es por ello que la presente investigación demostró que la proyección de un sistema de drenaje tipo horizontal en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado puede evitar consecuencias lamentables y asegurar un uso prolongado de este tipo de proyectos.

Además logró impulsar el empleo de nuevos instrumentos de estudio, como lo es el "Equipo de Drenaje", el cual permitió el análisis bidimensional y recopilación de información mediante ensayos de laboratorio; propiciando que

complementariamente a los tradicionales estudios efectuados previamente a la construcción de presas, se incorpore los modelamientos físicos para evaluar con más precisión el comportamiento de la estructura en su etapa de funcionamiento representándolo en una escala menor.

#### **1.4.2. Justificación ambiental**

La proyección de presas de concreto (ciclópeo o armado) genera impactos ambientales muy radicales y en muchos casos no es la solución económica más favorable. Ante tal problemática, las presas de tierra resultan ser proyectos más integradores, ya que buscan explotar al máximo los recursos propios del lugar (generando una significativa disminución de los costos de proyecto), evitando que materiales ajenos al entorno contaminen el medio y originen consecuencias negativas irreversibles. El principal aspecto evaluado en este tipo de presas es el flujo de agua a través de ellas, cuidando la estabilidad de la estructura.

La presente investigación resultó de vital importancia ya que permitió determinar la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal (asegurando la estabilidad de la presa) y estimar el caudal de infiltración.

#### **1.4.3. Justificación social**

Las presas son estructuras importantes en el desarrollo de un país, ya que contribuyen al aprovechamiento del recurso hídrico mediante la regulación del escurrimiento y su almacenamiento en período de fuertes avenidas. Otra utilidad de las presas es amortiguar las crecidas (máximas avenidas) para evitar daños y pérdidas materiales y humanas.

Considerando la relevancia de este tipo de estructuras, se debe garantizar que el proyecto cumpla con el periodo de vida útil para el cual fue diseñado. De entre todos los factores a tener en cuenta, los sistemas de drenaje constituyen uno

de los más importantes y en la presente investigación se abordó con mayor detalle el de tipo horizontal.

#### **1.4.4. Justificación económica**

Los costos de proyecto pueden reducirse considerablemente haciendo uso de los recursos de la zona (razón por la cual las presas de tierra resultan ser la primera opción a evaluar); sin embargo, la complejidad de los procesos constructivos es otra variable a considerar. Teniendo en cuenta todo lo que hasta el momento se ha mencionado, la presente investigación profundizó y amplió la información que se tiene al respecto acerca de las presas de material homogéneo y compactado; centrándose en la evaluación del sistema de drenaje más trabajable constructivamente (tipo horizontal) y logrando determinar la influencia de su principal parámetro de diseño (longitud).

#### **1.5. Limitaciones de la investigación**

La presente investigación, no tomó en cuenta la sección transversal de una presa ya ejecutada, ya que ello implicaba evaluar su vulnerabilidad a futuro o posibles fallas de diseño, lo cual no está contemplado en los objetivos.

Debido a lo mencionado anteriormente, se realizó el estudio para una sección transversal de presa predimensionada; descartando el análisis de infiltración en los estribos, ya que para ello se necesitaría de un modelamiento en 3 dimensiones y el equipo empleado otorga un análisis bidimensional.

La escala del modelamiento (1:100), fue adoptada de tal manera que la base de la presa ensayada no supere el 1.50 m. La principal razón de esta limitación son las dimensiones del Equipo de Drenaje, el cual tiene una longitud total de 2.00 m y las tuberías de rebose ( $\varnothing = 1''$ ) se encuentran a 0.075 m de las caras laterales. Con

esto se pretendió evitar la cercanía del talud de la presa a dichas tuberías, protegiéndolas de la erosión.

La sección transversal de la presa (predimensionada y modelada) no contempló los siguientes elementos:

- a. Núcleo impermeable, ya que ello implicaba el uso de dos materiales (con cantidades considerables) en el cuerpo de la presa, constituyendo una estructura heterogénea. Con esto, se alejaba de la temática de estudio de la presente investigación.
- b. Cortina de enrocado, porque en las condiciones de ensayo se aisló los efectos producidos por las precipitaciones y el oleaje (viento); parámetros determinantes al momento de diseñar tal elemento.
- c. Dentellón, ya que se diseña como una prolongación del núcleo impermeable (elemento no constituyente de una sección homogénea), para brindar mayor estabilidad a la presa contra el deslizamiento.

Otro aspecto que no se efectuó es el análisis o comportamiento sísmico de la presa de material homogéneo y compactado, ya que como el principal material granular utilizado en cada modelamiento físico es arena, se corre el riesgo de falla por licuefacción (temática no abordada en esta investigación).

## **1.6. Objetivos de la investigación**

### **1.6.1. Objetivo general**

Evaluar la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal para un modelamiento físico bidimensional en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- A. Realizar ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas.
- B. Predimensionar la sección transversal de la presa de material homogéneo.
- C. Verificar la estabilidad de taludes, el flujo de agua y los desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.
- D. Realizar el modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.
- E. Comparar los resultados teóricos (fórmulas, software) con los obtenidos en laboratorio.
- F. Proponer coeficientes de corrección (teórico / software), para determinar caudales de infiltración de diseño.



## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

## **2.1. Antecedentes de estudios**

### **2.1.1. Nivel internacional**

Flores & Gaytán (2005), en su investigación titulada: “Avances recientes en el diseño de filtros para presas de tierra y enrocamiento”; enfoca la importancia de la construcción de filtros como medio de protección debido a la existencia del fenómeno de tubificación y la inestabilidad por exceso de subpresión de agua; para ello analizan una muestra de suelo de clasificación granulométrica A-2 (material de grano grueso – arena arcillosa) la cual es sometida a ensayos de filtración, siendo dichos resultados comparados con los análisis experimentales según criterio de Sherard y Dunnigan (ofrece una clasificación de filtros no erosionables a partir de pruebas de laboratorio) y el criterio de Terzaghi (toma en cuenta la permeabilidad de los filtros en torno a su capa intermedia). En esta investigación los resultados de las pruebas comparadas con los análisis experimentales se encuentran del lado conservador (sin presencia de arrastre de partículas de suelo) ya que algunos filtros con tamaños  $D_{15}$ , mayores al mínimo especificado no permitieron erosión alguna del material base.

Toro (2009), en su investigación titulada: “Evaluación de filtraciones en presas. Modelación numérica de flujo en medios porosos saturados y no saturados”, tuvo como propósito evaluar las filtraciones en presas, comparando esquemas tradicionales de solución con las nuevas metodologías numéricas (programación) que permiten considerar el comportamiento del flujo a través de la zona saturada y no saturada; para ello estudiaron dos casos simples de flujo en presas (el flujo bajo una presa impermeable y el flujo a través de una presa de tierra con dren al pie), centrando su análisis en la determinación del caudal pasante debido a la filtración, determinando que su variación dependía de la finura de las mallas empleadas y las propiedades hidrogeológicas de los suelos utilizados. Como resultado del análisis de verificación del comportamiento del flujo bajo una presa impermeable con los tres modelos numéricos utilizados, el autor concluyó que se comportan de manera similar en condiciones de saturación, existiendo diferencias

muy pequeñas entre los caudales obtenidos con SEEP/W y HYDRUS-2D (menores al 1%), los cuales se sobreestiman en alrededor de un 10% a los obtenidos con MODFLOW. Para el análisis del problema de flujo a través de una presa de tierra con dren horizontal al pie, mostró un aumento del caudal pasante, variando según el tipo de suelo y el diámetro de sus partículas.

Chacón & Andino (2014), en su investigación titulada: “Análisis comparativo en la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico entre las pantallas contra filtración y la geomembrana en presas de tierra homogénea”, enfoca su importancia en el análisis de la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico en presas de tierra homogéneas del proyecto Pacalori para diferentes medidas contra filtración planteadas mediante simulación con el software SEEP/W del GeoStudio. Para el estudio, el autor hizo el análisis del gasto de filtración en 13 presas, concluyendo que dicho gasto ecológico es inferior al planteado en las presas del proyecto Pacalori; de igual manera hace referencia a las pantallas colgantes que se emplearon en el proyecto, mencionando que el gasto de filtración seguirá siendo el mismo, a menos que dichas pantallas se empotren en el estrato impermeable (el cual no ha sido ubicado en las perforaciones realizadas). El autor sustentó su conclusión con datos internacionales, argumentando que el sistema de pantallas contra la filtración no es recomendable, en cambio la colocación de geomembranas es la opción más eficiente.

### **2.1.2. Nivel nacional**

Córdova (2006), en su investigación titulada: “Elaboración de una gráfica adimensional de diseño para filtros en presas de tierra homogénea”, tuvo como propósito la implementación de una nueva metodología en el diseño de filtros presentes en presas de tierra homogénea modificada, mediante la elaboración de una gráfica adimensional obtenida a través de la modelación a escala reducida de la estructura (la cual contempló un filtro de drenaje del tipo horizontal elegido según su eficiencia). La modelación fue realizada con ayuda del “Equipo de Filtración y Drenaje” ubicado en el laboratorio de hidráulica de la Universidad de Piura, a través

del cual obtuvo distintos caudales de filtración y logró visualizar las líneas de flujo para cada caso contemplado en su estudio. El autor comparó los resultados obtenidos experimentalmente con las soluciones teóricas de Dupuit, Shaffernak-Van Iterson y L. Casagrande, concluyendo que la solución de Dupuit es la que más se aproxima al valor registrado experimentalmente en cada ensayo realizado. Finalmente, con los resultados obtenidos, estableció relaciones adimensionales mediante gráficas; seleccionando la que proporcionó la mejor tendencia de puntos, y gracias a ella determinar una ecuación que permita diseñar de forma óptima el sistema de filtro de drenaje tipo horizontal en presas de material homogéneo.

Briones (2009), en su investigación titulada “Presa Limón – Olmos análisis de filtración - riesgos e incertidumbre” toma interés en el diseño del sistema de impermeabilización empleado en la construcción de la Presa Limón, el cual está constituido por una pantalla de concreto ubicada aguas arriba del embalse, cuya función es otorgar seguridad ante los problemas de filtración en la presa. El diseño original del proyecto considera un máximo caudal de infiltración  $Q=0.4\text{m}^3/\text{seg}$ , el cual garantiza un gradiente hidráulico del orden ubicado entre 7 y 9, siendo este admisible; pero debido a la existencia del problema de sedimentación que acontece de manera general en todo tipo de embalse, el autor emplea este parámetro para evaluar el diseño del sistema de impermeabilización, y como este se comporta tanto en la primera como en la segunda etapa de ejecución del proyecto. Finalmente concluyó que en la segunda etapa el valor de su gradiente hidráulico posee un orden de 24, el cual sobrepasa el admisible presentado en el diseño original, y debido a esta situación el autor hace su recomendación en cuanto al análisis de estabilidad a la filtración en el diseño de presas, el cual no debe de ser estimado a partir de una magnitud de caudal ya que conduce al error.

Chalán & Guevara (2014), en su investigación titulada: “Evaluación y análisis de la estabilidad de la presa Garrapón del centro poblado Garrapón – Ascope - La Libertad”, efectúa una revisión teórica general sobre las presas de tierra, analizando los conceptos básicos que los rigen; sucesivamente a ello, describe el método de Bishop Simplificado, el cual consiste en dividir la masa de deslizamiento potencial

de una superficie de prueba en tajadas verticales a las cuales se le calculan fuerzas y momentos necesarios para obtener el factor de seguridad mínimo, siendo ese resultado comparado con el factor que otorga el software Slide. Después del procedimiento seguido por los autores, ellos resaltan que los taludes de las presas dependen generalmente de las características de los materiales de construcción, las condiciones de la fundación, la altura de la presa y ocasionalmente de la altura del valle; es por ello que utilizaron el Método Simplificado de Bishop para el cálculo de factores de seguridad en taludes, ya que actualmente sus resultados son muy precisos en comparación con el Método Ordinario, sin embargo su principal restricción es considerar solo el análisis para superficies circulares. Por esta razón, emplearon el software Slide para encontrar la superficie de falla con el menor factor de seguridad concluyendo que la estabilidad de los taludes para la Presa Garrapón en condiciones estáticas y sísmicas tiene factores de seguridad mayores que los mínimos prescritos, por lo tanto los criterios de estabilidad establecidos se han cumplido.

### **2.1.3. Nivel local**

Arriola & Bejarano (2013), en su investigación titulada: “Estudio de los métodos de análisis basados en la superposición de componentes de socavación para pilares complejos aplicados al puente Reque.”, enfocaron su estudio al comportamiento del cauce y el proceso de socavación que afecta a los pilares del puente Reque. Dicho estudio se basó en hacer un análisis comparativo de las metodologías empleadas para determinar la socavación en los pilares complejos aplicados al puente Reque; para ello se realizaron la modelación hidrológica de la Cuenca del Río Chancay y la modelación hidráulica de un tramo del Cauce del Río Chancay. Finalmente concluyeron que los márgenes y el cauce del río en torno al sector donde se ubica la estructura del puente, se encuentran expuestos constantemente a procesos de erosión y por ende al problema de socavación en torno a los pilares del puente ya que se ubican en un tipo de suelo arenoso-limoso.

Vigil & Campos (2014), en su investigación titulada: “Propuesta de un modelo hidráulico para los pilares del puente Reque empleando la superposición de los componentes de socavación”, los autores buscaron desarrollar un modelo hidráulico a partir del estudio de la socavación total en torno a los pilares complejos del puente Reque, lo cual involucra el análisis de su placa de cimentación y el grupo de pilotes (analizados en conjunto). Para desarrollar su investigación, usaron la metodología planteada por la HEC (Hydrologic Engineering Center) de los Estados Unidos en la cual intervienen fórmulas planteadas para el cálculo de la socavación en estructuras que se interponen en la dirección del flujo. Los valores calculados por la metodología HEC de los Estados Unidos fueron comparados con los resultados registrados del modelo hidráulico a escala, del cual se llevó a cabo 80 ensayos para los dos pilares del Puente Reque donde se emplearon cuatro distribuciones granulométricas con  $D_{20} = 0.85$  mm,  $D_{30} = 0.60$  mm,  $D_{40} = 0.425$  mm y  $D_{60} = 0.25$  mm para simular las condiciones del lecho real en diferentes casos. Concluyendo que los resultados obtenidos con los ensayos y los comprobados con el uso de la metodología HEC, cumplen satisfactoriamente, de esta manera pudieron estimar la profundidad de socavación en cada pilar.

Gonzales & González (2015), en su investigación titulada: “Modelamiento del resalto hidráulico en un canal de pendiente variable para lechos no cohesivos”, buscan analizar los diferentes métodos empíricos y teóricos, aplicados al análisis de resaltos hidráulicos en canales rectangulares en condiciones de lechos no cohesivos; para ello realizaron un modelamiento del resalto hidráulico empleando el equipo del canal de pendiente variable (CAS), del cual anotaron los resultados parciales obtenidos que posteriormente fueron evaluados bajo ciertas condiciones a fin de poder determinar cuáles son los métodos más adecuados. Los métodos aplicados en sus análisis corresponden a los siguientes autores: Arturo Rocha, Sienchin, Pavloski, USBR. Asimismo, según los resultados obtenidos, concluyeron que para la formación del resalto hidráulico influyen ciertas variables como lo son: el caudal y la abertura de la compuerta. De la comparación entre lo empírico y lo teórico, la cual se basó en las longitudes encontradas del resalto hidráulico (para estimar la variación en porcentaje), determinaron que el método de la USBR, es

descartado debido a que su ámbito de aplicación no contempla canales rectangulares, mientras que el valor calculado por Arturo Rocha es el que se aproxima más a la realidad (94%), en comparación con los resultados de Sienchin y Pavloski.

En cuanto a estudios realizados al sistema de drenaje en presas de tierra, en el ámbito local no se ha podido encontrar información alguna referente a ello, por tal motivo se ha optado por acudir a las demás variables que involucran la investigación, siendo éstas de igual importancia para el desarrollo de la misma.

## **2.2. Estado del arte**

### **2.2.1. Software**

#### **2.2.1.1. Rocscience**

Es un software geotécnico, de fácil uso, con programas de análisis y diseño en 2D y 3D para ingeniería civil y aplicaciones de minería; siendo su procesamiento de gran rapidez y precisión, en el estudio de la roca y el suelo, mejorando la seguridad y permitiendo reducir costos de los proyectos.

Dentro de la serie de programas que ofrece esta plataforma; para motivo de esta investigación se empleó lo siguiente:

a. SLIDE: Es un software de análisis de estabilidad de taludes. Todos los tipos de suelo y roca, taludes, terraplenes, diques de tierra y muros de contención pueden ser analizados. En combinación con las funciones CAD puede crear y editar modelos complejos con mucha facilidad. (Rocscience, 2017)

El análisis de la filtración está completamente integrado con el análisis de estabilidad de taludes, donde esta condición hidráulica es definida por el usuario.

### **2.2.1.2. GeoStudio**

GeoStudio es un programa de análisis numérico utilizado por los ingenieros geotécnicos, hidrogeólogos, y científicos de la tierra. El conjunto de programas completamente integrado incluye límite de equilibrio, análisis de estabilidad y siete aplicaciones de elementos finitos para el modelado de problemas geotécnicos. (GeoStudio, 2016)

El paquete de programas GeoStudio está compuesto de varias herramientas con distintos usos y funcionalidades; dentro de las cuales para el desarrollo de esta investigación se emplearon las siguientes:

- a. SLOPE/W: Software para el análisis de la estabilidad de taludes de tierra y roca. Puede analizar de forma eficaz los problemas simples y complejos para una variedad de modos de falla, las condiciones de presión del agua intersticial, las propiedades del suelo, las condiciones de carga, y las opciones de refuerzo.
  
- b. SEEP/W: Se utiliza para el análisis de flujo de agua subterránea a través de medios porosos, como el suelo y la roca. SEEP / W se puede utilizar para el modelado de procesos transitorios tales como la infiltración en suelo seco.

### **2.2.1.3. Plaxis**

Es un programa computacional que utiliza el método numérico de elementos finitos en un estudio bidimensional, para el análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos.

El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico para luego segmentarlo a través de una malla de elementos finitos y así poder asignarle las condiciones iniciales; de esa manera se procede a realizar los cálculos para así obtener los respectivos reportes del problema que se modela.



Sus aplicaciones van desde modelación de muros de contención, terraplenes, tablestacas, taludes, pilotes, geomallas, túneles, entre otras.

## **2.2.2. Equipos de laboratorio**

### **2.2.2.1. Depósito de drenaje e infiltración – S1**

Este dispositivo autónomo está diseñado para permitir un estudio exhaustivo del flujo a través de medios permeables. Mediante el uso de arena y los diversos modelos bidimensionales suministrados, es posible determinar los recorridos de filtración, los niveles de infiltración y la distribución de las subpresiones. Es un dispositivo útil para proyectos estudiantiles en ingeniería hidrológica. (Armfield, 2015)

El lecho del tanque está fabricado en acero dulce pintado. Las paredes del tanque se encuentran contenidas y selladas de una forma altamente confiable que permite el libre acceso a su interior y obstruye mínimamente la visualización. Uno de sus lados está fabricado en vidrio templado que mantiene una buena visibilidad (libre de rayones) aún con varios años de uso; mientras que el otro es de aluminio, y permite la inserción de sondas de presión según se necesite. Los extremos del tanque están fabricados con placas de acero.

Se incluyen rebosaderos ajustables cerca de cada extremo del tanque para mantener constantes los niveles de agua en cada una de sus mitades. Estos niveles pueden descender a una posición cercana al lecho del tanque para posibilitar el drenaje del subsuelo en algunos experimentos. El equipo es autónomo, ya que sólo necesita un llenado inicial con agua fría y conexión al suministro eléctrico. El depósito puede vaciarse en un desagüe común de laboratorio. Las prácticas típicas incluyen:

- a. Filtración por debajo de tabla estacas.
- b. Filtración a través de un embalse de tierra.
- c. Control de filtración a través de suelos permeables por drenaje del subsuelo.
- d. Distribución del empuje de flotación en estructuras hidráulicas.
- e. Reducción del empuje de flotación y lateral por medio de drenajes.
- f. Formación y comportamiento de “arenas movedizas”.
- g. Estabilidad de un embalse de tierra.
- h. Drenaje de una excavación mediante pozos.



#### 2.2.2.2. Depósito de filtración y drenaje (PDFDC)

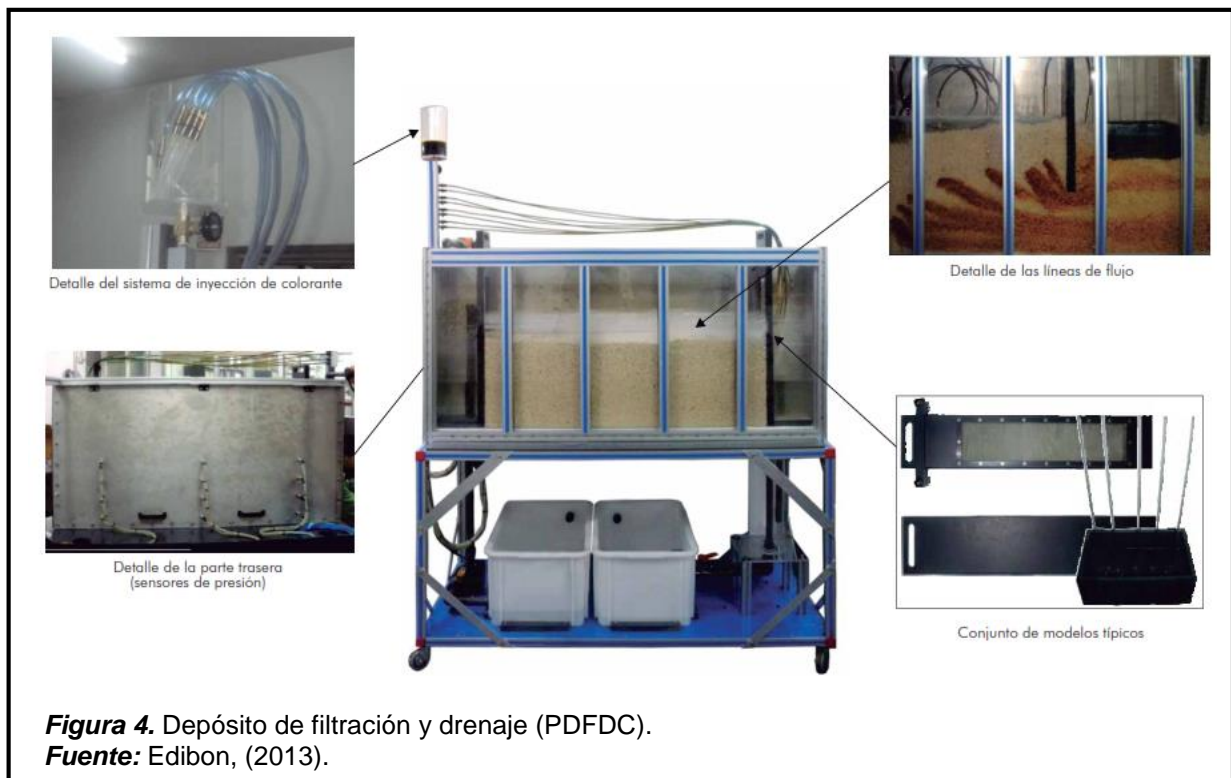
Este equipo ha sido diseñado para la demostración práctica, visualización y estudio experimental del flujo a través de un medio permeable y de corrientes en el subsuelo. (Edibon, 2013)

El equipo consta básicamente de un depósito (contenedor de suelos) para arena o tierra, depósitos de agua inferiores, bomba para el flujo de agua, sensores de presión, sistema de inyección de colorante con varillas de inyección de colorante.

El contenedor de suelos consiste en un depósito rectangular, con pared posterior de aluminio y pared delantera de metacrilato para la visión de las líneas de flujo; donde la distribución de la arena en el depósito debe estar de acuerdo con la configuración del experimento que se desee realizar.

El sistema incluye rebosaderos regulables a base donde su altura será dispuesta según el estudio a realizar.

Para comprobar las líneas de flujo, se dispone de un sistema de inyección de tinta/colorante. Este sistema consta de un depósito de colorante y unas agujas de inyección por donde fluye el líquido, y que se insertan en la arena/tierra en el depósito, cerca de la pared de metacrilato para su visualización.



## 2.3. Bases teóricas científicas

### A. Teorías

#### A.1. Teoría de Dupuit

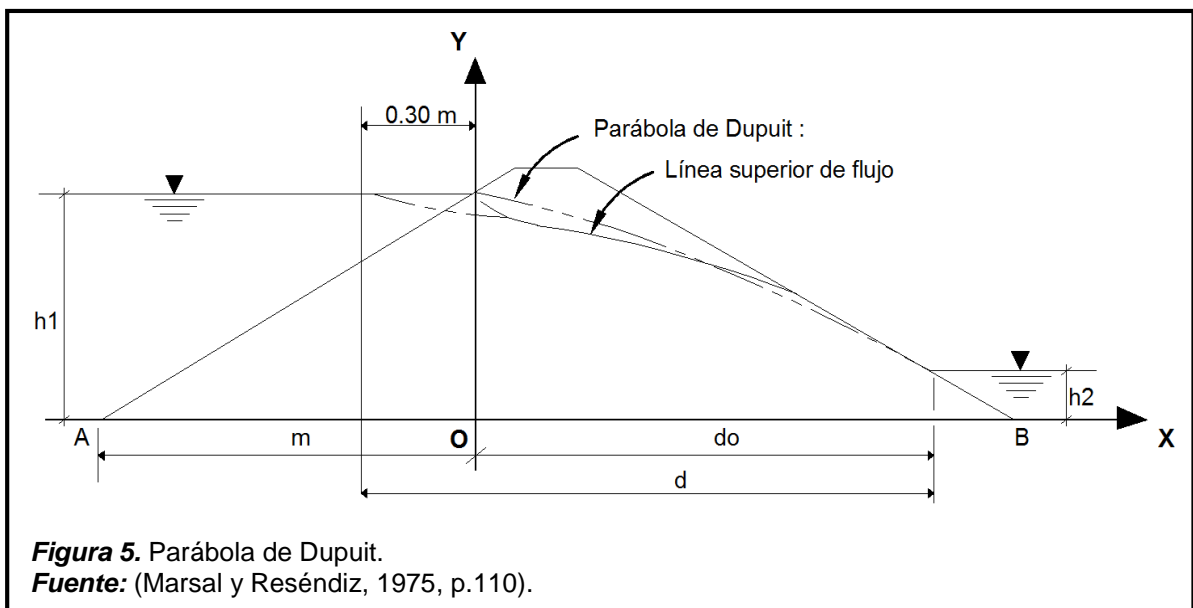
(Marsal y Reséndiz, 1975, p.109). En 1863 Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo no confinado, las siguientes dos hipótesis de trabajo:

- Que el gradiente es constante en toda sección vertical.
- Que en cada sección vertical, el gradiente es igual a la pendiente de la línea superior de flujo.

Aplicando estas hipótesis a la presa cuya sección se muestra en la figura 5, se obtiene para la línea superior de flujo la siguiente ecuación (que define la llamada parábola de Dupuit):

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d_o} x$$

**Ecuación 1.** Línea superior de flujo - Parábola de Dupuit.



Y el gasto a través del cuerpo de presa se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$q_c = K_c * \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 * d_o} \right)$$

**Ecuación 2.** Cálculo del gasto según Dupuit.

## A.2. Teoría de A. Casagrande

Según A. Casagrande (1925 -1940) sugiere que, a fin de satisfacer la condición de entrada, el punto de inicio de la parábola se tome a una distancia 0.3m aguas arriba de la presa (figura 5), corrigiendo después localmente el comportamiento de la parábola según esta condición de entrada.

Por lo tanto para la línea superior de flujo la ecuación de la parábola se expresa de la siguiente manera.

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d} x$$

**Ecuación 3.** Línea superior de flujo - Parábola de A. Casagrande.

Y el gasto a través del cuerpo de presa se calcula por medio de la siguiente expresión:

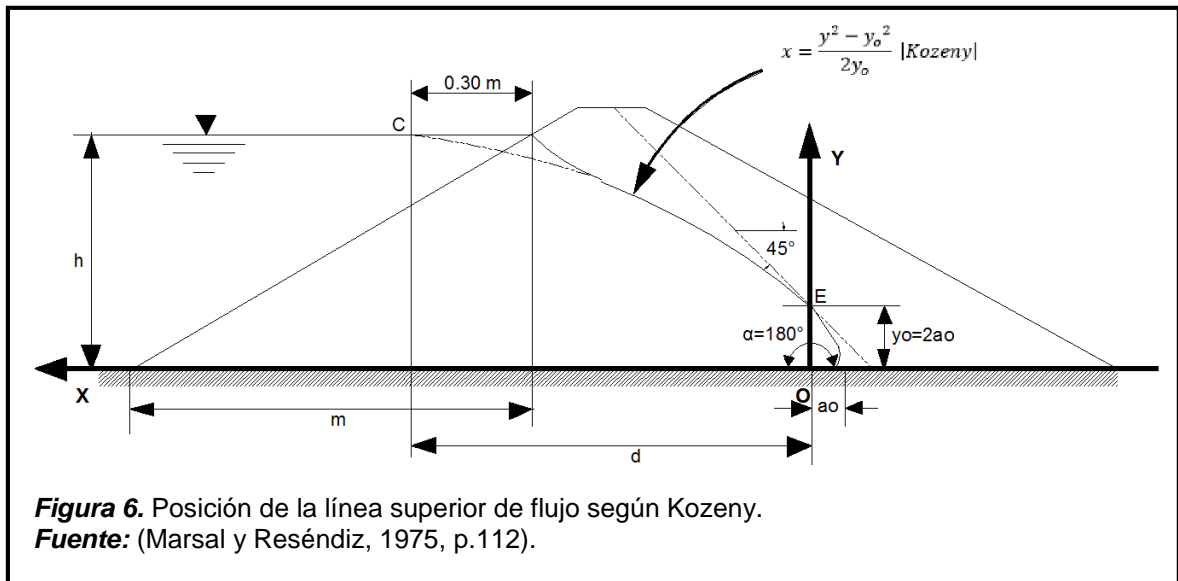
$$q_c = K_c * \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 * d} \right)$$

**Ecuación 4.** Cálculo del gasto según A. Casagrande.

A pesar de estas desviaciones y, en general, de las hipótesis simplistas de Dupuit, se sabe que para presas con taludes verticales, la fórmula de Dupuit es una expresión rigurosa del gasto y para presas con taludes cualesquiera, la misma fórmula da valores del gasto suficientemente aproximados para fines prácticos.

### A.3. Teoría de Kozeny ( $\alpha = 180^\circ$ )

Para el caso de una cara horizontal de descarga existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace, dada por Kozeny (1931). En este caso, las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto O (Figura 6).



Para dibujar la línea superior de flujo, se usará las siguientes expresiones:

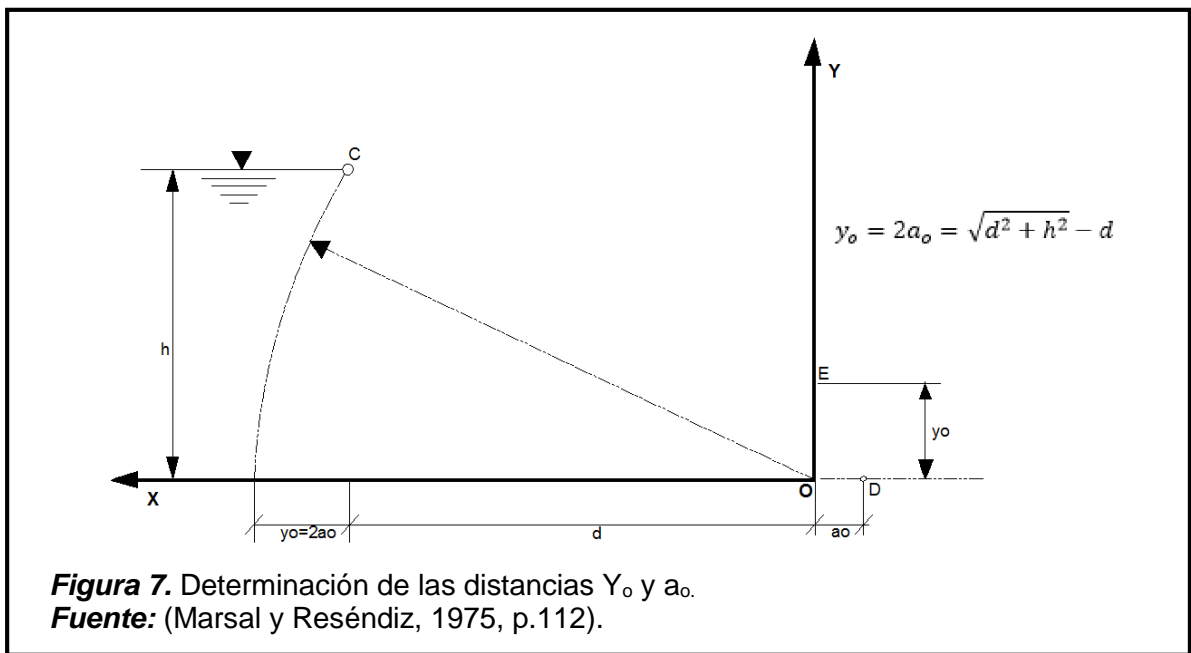
$$y_o = 2a_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

**Ecuación 5.** Cálculo de la altura  $Y_o$ .

$$x = \frac{y^2 - y_o^2}{2y_o}$$

**Ecuación 6.** Línea superior de flujo según Kozeny.

Los puntos D y E son determinados según la ecuación 5. Pero también pueden hallarse por el procedimiento gráfico según la Figura 7.



En este caso, el gasto por unidad de longitud resulta expresado como:

$$q = ky_o = 2ka_o$$

**Ecuación 7.** Cálculo del gasto según Kozeny.

## B. Suelos

### B.1. Introducción

Encima de la corteza terrestre propiamente dicha, se halla una minúscula capa, formada por la disgregación de sus últimos niveles; ésta pequeña lámina del Planeta, es el suelo.

Mediante ensayos de laboratorio realizados bajo condiciones adecuadas, se pueden evaluar las propiedades geotécnicas de un suelo, como su granulometría, plasticidad, compresibilidad y resistencia cortante. Además con la finalidad de evitar la alteración de las muestras, recientemente se ha priorizado la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo. (M. Das, 2012, p.01)

## **B.2. Definición**

El término "Suelo", es muy usado por diferentes autores y cada uno de ellos lo interpreta de acuerdo a sus respectivos intereses. El agrónomo, la define como aquella parte capaz de sustentar vida vegetal y cuya ubicación se encuentra en la superficie de la corteza; sin embargo, esta interpretación resulta muy restringida para el ámbito ingenieril. Por su parte, para el geólogo es todo material sometido a la intemperie y con presencia de materia orgánica. (Juárez y Rico, 2005, p.34)

En el ámbito de la ingeniería civil, este término recibe las siguientes definiciones:

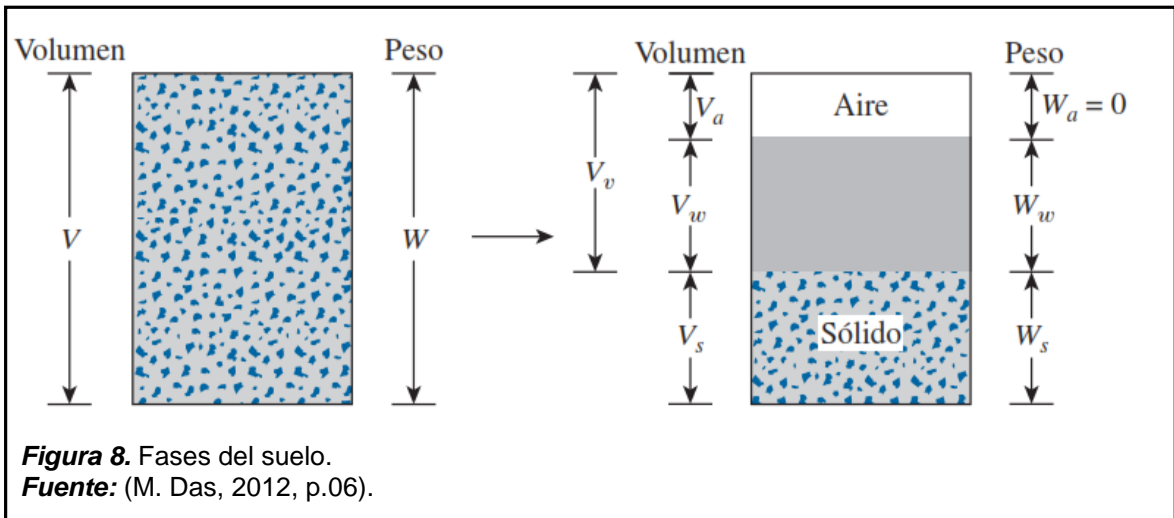
El suelo es una agrupación de partículas orgánicas e inorgánicas, con una organización definida y con propiedades que varían de forma "vectorial". Generalmente, en la dirección vertical sus propiedades cambian con mayor rapidez que en la horizontal.

Suelo es todo compuesto natural de partículas minerales con la capacidad de disociarse por procedimientos mecánicos de poca intensidad, como por ejemplo la agitación en agua. Por el contrario, roca es una combinación de minerales unificados por fuerzas cohesivas enérgicas y perdurables.

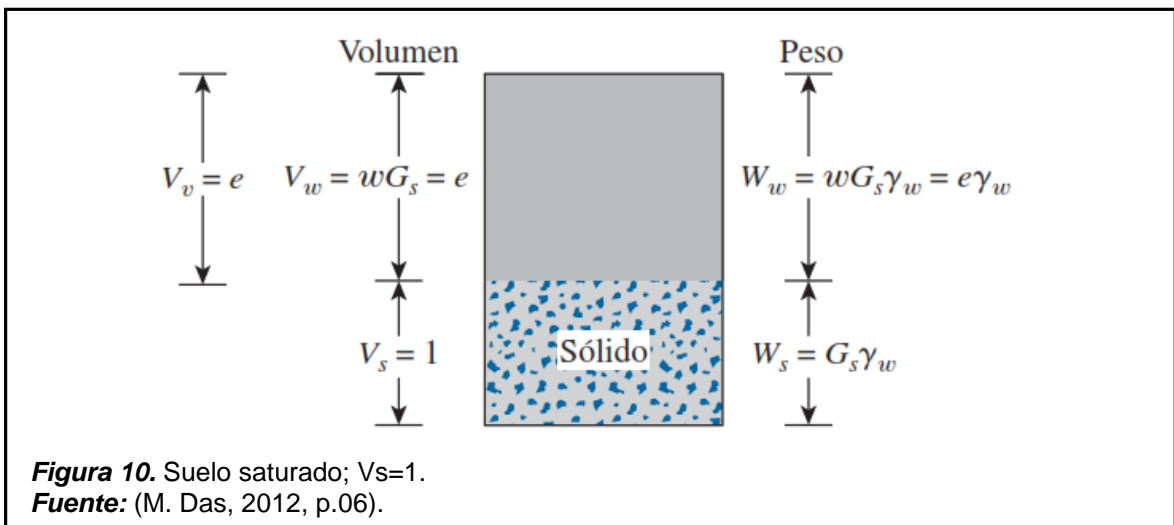
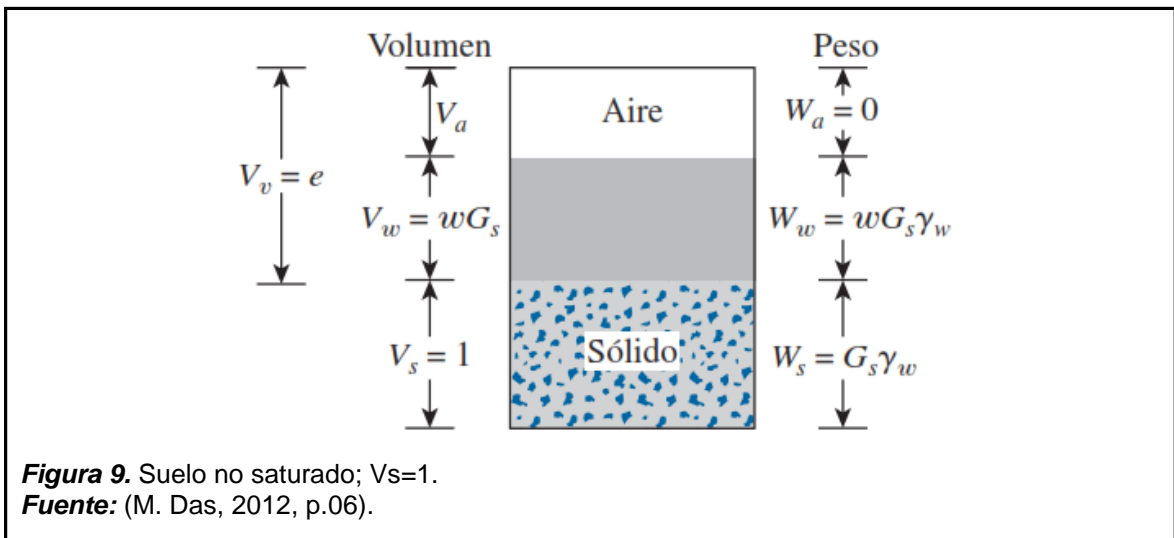
## **B.3. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos**

Los suelos se encuentran en la naturaleza como sistemas compuestos de tres fases, que consisten en partículas sólidas, líquidas (agua) y gaseosas (aire). Con el propósito de establecer las relaciones peso - volumen, las tres fases se pueden dividir como se muestra en la figura 8.





Se puede considerar que  $V = V_a + V_w + V_s$ , y  $W = W_w + W_s$ .



Se pueden definir las relaciones de volumen en base a la separación anterior. La relación de vacíos “e”, consiste en la división del volumen de vacíos entre el volumen de sólidos de una muestra de suelo dada.

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

**Ecuación 8.** Relación de vacíos.

Donde:

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_s$  = Volumen de sólidos del suelo

La porosidad “n”, es la relación del volumen de vacíos entre el volumen total de la muestra de suelo.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

**Ecuación 9.** Porosidad.

Donde:

$V$  = Volumen total del suelo.

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1 + e}$$

**Ecuación 10.** Porosidad en función de la relación de vacíos.

El grado de saturación “S”, es la relación del volumen de agua entre el volumen de vacíos, expresado en porcentaje. (M. Das, 2012, p.07)

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

**Ecuación 11.** Grado de saturación.

Donde:

$V_w$  = Volumen de agua

Las relaciones de peso son el contenido de humedad, el peso específico húmedo, el peso específico seco y el peso específico saturado, definidas en las siguientes ecuaciones:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

**Ecuación 12.** Contenido de humedad.

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

**Ecuación 13.** Peso específico húmedo.

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

**Ecuación 14.** Peso específico seco.

Donde:

$W_s$  = Peso de los sólidos del suelo

$W_w$  = Peso del agua

$W$  = Peso total de la muestra de suelo  $W_w + W_s + W_a$

Cuando una masa de suelo está completamente saturada ( $V_v$  ocupado totalmente por agua), el peso específico húmedo de un suelo resulta igual al peso específico saturado, por lo tanto  $\gamma = \gamma_{sat}$ , si  $V_v = V_w$ .

El peso de los sólidos del suelo, ocurre cuando el volumen de sólidos del suelo es igual a la unidad, como se muestra en la figura 9.

$$W_s = G_s \times \gamma_w$$

**Ecuación 15.** Peso de los sólidos del suelo.

Donde:

$W_s$  = Peso de los sólidos del suelo.

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos del suelo.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua (9.81 kN/m<sup>3</sup>).

**Tabla 3.**

*Gravedad específica de algunos suelos.*

<b>Tipo de suelo</b>	<b>G<sub>s</sub></b>
Arena de cuarzo	2.64 - 2.66
Limo	2.67 - 2.73
Arcilla	2.70 - 2.90
Marga	2.60 - 2.75
Loess	2.65 - 2.73
Turba	1.30 - 1.90

**Fuente:** (M. Das, 2012, p.10).

Excepto para la turba y suelos altamente orgánicos, el intervalo general de los valores de la gravedad específica de sólidos de suelos ( $G_s$ ) encontrados en la naturaleza es muy pequeño.

#### **B.4. Consistencia**

El término consistencia se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el agregado de suelo.

##### **B.4.1. Estados de Consistencia**

Atterberg demostró que la plasticidad no era una propiedad inherente de las arcillas, sino circunstancial y que estaba influenciada por su contenido de agua. Si a un suelo arcilloso se le adiciona una cantidad excesiva de agua, éste se comportará como un semilíquido. Asimismo, la pérdida gradual de agua (secado), ocasionará que el suelo se comporte como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad. (Juárez y Rico, 2005, p.127)

El límite líquido de un suelo se determina mediante la utilización de la copa Casagrande y se define como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes (Ensayo D-4318 / ASTM).

El límite plástico se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (Ensayo D-4318 / ASTM).

La diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) de un suelo se define como el índice de plasticidad (IP).

$$IP = LL - LP$$

**Ecuación 16.** Índice e plasticidad.

## **B.5. Granulometría en suelos**

Los tamaños de los granos que constituyen la masa de suelo varían en gran medida, es por ello que se debe conocer su distribución granulométrica para clasificarlo correctamente.

La distribución granulométrica de un suelo de grano grueso se determina mediante un análisis con mallas (o tamices), mientras que para un suelo de grano fino, se obtiene a través de un análisis por medio del hidrómetro.

### **B.5.1. Análisis granulométrico con mallas (o tamices)**

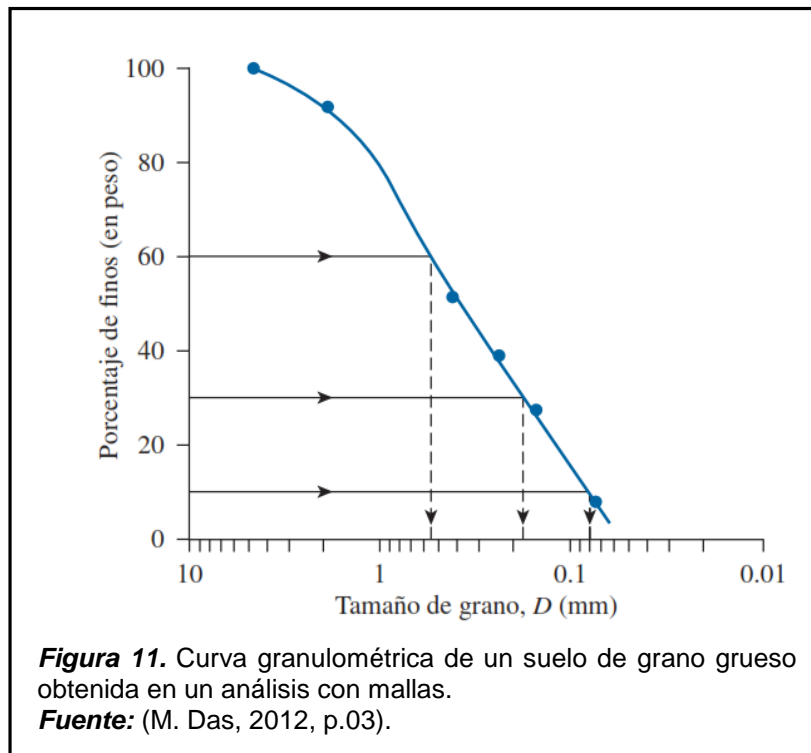
El análisis granulométrico con mallas involucra tomar una cantidad medida de suelo seco y hacerlo pasar por un conjunto de tamices con aberturas cada vez más pequeñas, en su parte inferior dispone de una charola (donde se retiene la parte fina). Con el procedimiento anterior, se determina la cantidad de suelo retenido en cada malla y se calcula el porcentaje acumulado que pasa a través de cada una.

**Tabla 4.**  
*Tamaño de mallas estándar en EE.UU.*

<b>Malla núm.</b>	<b>Abertura (mm)</b>
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425

Malla núm.	Abertura (mm)
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

**Fuente:** (M. Das, 2012, p.03).



El porcentaje de finos (acumulado) que atraviesa cada malla, se representa en papel semi-logarítmico, como se muestra en la Figura 11. Cabe resaltar que las abscisas (diámetro de grano,  $D$ ), se encuentran en escala logarítmica y que las ordenadas (porcentaje de finos) están en escala aritmética.

A partir de las curvas de distribución granulométrica de suelos de grano grueso, se pueden determinar dos parámetros: el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y el coeficiente de curvatura ( $C_c$ ).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

**Ecuación 17.** Coeficiente de uniformidad.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

**Ecuación 18.** Coeficiente de curvatura.

Donde  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$  son los diámetros correspondientes al porcentaje de finos que pasa 10, 30 y 60%, respectivamente.

Los parámetros  $C_u$  y  $C_c$  se utilizan en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

## **B.6. Clasificación de los suelos**

### **B.6.1. Sistema AASHTO**

El sistema AASHTO es usado frecuentemente para la clasificación de las capas del pavimento de una carretera, exceptuando su utilización en la construcción de cimentaciones. Según este sistema, los suelos se pueden clasificar en ocho grupos (A-1 a A-8), tomando como referencia su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad.

Los suelos ubicados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, y aquellos situados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son materiales de grano fino. En el grupo A-8, se encuentra la turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos, los cuales se identifican mediante una inspección visual.

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa							
Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						

**Figura 12.** Sistema de clasificación AASHTO (Materiales granulares).

**Fuente:** (M. Das, 2012, p.18).

### B.6.2. SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)

En 1942, A. Casagrande propuso el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System), el cual posteriormente fue revisado y adoptado por la United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers. En la actualidad, el SUCS es muy empleado en trabajos geotécnicos. Asimismo, utiliza los siguientes símbolos con fines de identificación:

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

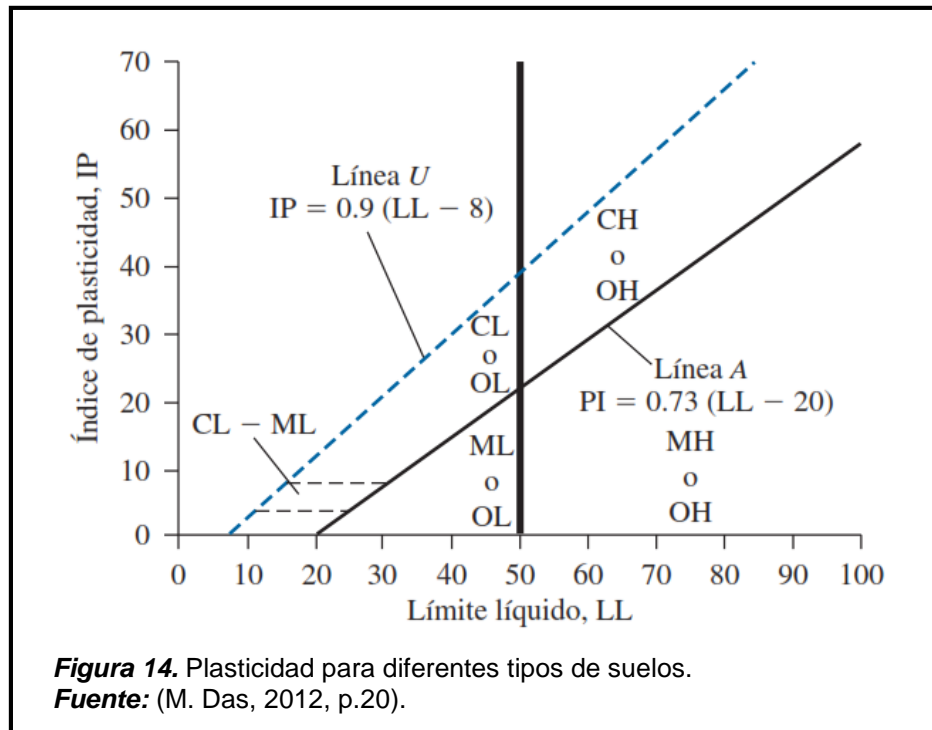
**Figura 13.** Símbolos para la clasificación de suelos (SUCS).

**Fuente:** (M. Das, 2012, p.19).

En la gráfica de plasticidad Figura 14 y en la Figura 15 se manifiesta el procedimiento para establecer la simbología correspondiente a cada grupo debido a la variedad de suelos existentes.



La adecuada clasificación de un suelo debe proporcionar el nombre del grupo (que describe el suelo), acompañado de su respectivo símbolo.



La ASTM INTERNATIONAL elaboró una gráfica para la clasificación de suelos (Unified Soil Classification), ASTM D2487-98, su uso es aprobado para fines ingenieriles (según la ASTM, 2009).

Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio <sup>a</sup>				Clasificación del suelo		
				Símbolo de grupo	Nombre de grupo <sup>b</sup>	
<b>Suelos de grano grueso</b> Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Grava bien graduada <sup>f</sup>	
		Menos de 5% finos <sup>c</sup>	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^e$	GP	Grava mal graduada <sup>f</sup>	
		Gravas con finos Más de 12% finos <sup>c</sup>	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa <sup>f, g, h</sup>	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Arena bien graduada <sup>i</sup>	
		Menos de 5% finos <sup>d</sup>	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^e$	SP	Arena mal graduada <sup>i</sup>	
		Arena con finos Más de 12% finos <sup>d</sup>	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa <sup>g, h, i</sup>	
<b>Suelos de grano fino</b> 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se encuentra en o arriba de la línea "A" <sup>j</sup>	CL	Arcilla de baja compresibilidad <sup>k, l, m</sup>	
			$IP < 4$ o se encuentra debajo de la línea "A" <sup>j</sup>	ML	Limo de baja compresibilidad <sup>k, l, m</sup>	
		Orgánicos	Límite líquido—secado en horno	OL	Arcilla orgánica <sup>k, l, m, n</sup>	
			Límite líquido—no secado < 0.75		Limo orgánico <sup>k, l, m, o</sup>	
		Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	$IP$ se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad <sup>k, l, m, n</sup>
				$IP$ se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad <sup>k, l, m, n</sup>
	Orgánicos		Límite líquido—secado en horno	OH	Arcilla orgánica <sup>k, l, m, p</sup>	
			Límite líquido—no secado < 0.75		Limo orgánico <sup>k, l, m, q</sup>	
	<b>Suelos altamente orgánicos</b>		Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba

<sup>a</sup>Con base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).

<sup>b</sup>Si la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.

<sup>c</sup>Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: grava bien graduada con limo, GW-GM; grava bien graduada con arcilla, GW-GC; grava mal graduada con limo, GP-GM; grava mal graduada con arcilla, GP-GC.

<sup>d</sup>Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: arena bien graduada con limo SW-SM; arena bien graduada con arcilla SW-SC; arena mal graduada con limo SP-SM; arena mal graduada con arcilla SP-SC.

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

<sup>e</sup>Si el suelo contiene  $\geq 15\%$  de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.

<sup>f</sup>Si los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.

<sup>g</sup>Si los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.

<sup>h</sup>Si el suelo contiene  $\geq 15\%$  de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.

<sup>i</sup>Si los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.

<sup>j</sup>Si el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.

<sup>k</sup>Si el suelo contiene  $\geq 30\%$  más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.

<sup>l</sup>Si el suelo contiene  $\geq 30\%$  más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.

<sup>m</sup>Si  $IP \geq 4$  y se encuentra en o arriba de la línea "A."

<sup>n</sup>Si  $IP < 4$  o se encuentra debajo de la línea "A."

<sup>o</sup>Si  $IP$  se encuentra en o arriba de la línea "A."

<sup>p</sup>Si  $IP$  se encuentra debajo de la línea "A."

**Figura 15.** Práctica estándar para la clasificación de suelos para fines ingenieriles (Unified Soil Classification).

**Fuente:** (M. Das, 2012, p.21).

## **B.7. Compactación**

### **B.7.1. Definición**

Al procedimiento de incorporar energía al suelo suelto se le conoce como “compactación” y origina la disminución de espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia, su capacidad de soporte y estabilidad, entre otras propiedades. Su principal objetivo es el mejoramiento de las propiedades ingenieriles del suelo.

Las investigaciones realizadas demuestran que ningún método de compactación es igualmente adecuado para todos los tipos de suelos. Cabe resaltar, que la compactación máxima se puede obtener gracias a un determinado contenido de humedad conocido como “Contenido óptimo de humedad”. (Ortiz y Bastidas, 2013, p.23)

### **B.7.2. Compactación en suelos no cohesivos (Granulares)**

Para la compactación de arena y grava, se emplean métodos que consisten en la: vibración, mojado y/o rodamiento (enumerados en orden decreciente respecto a su eficiencia). En la vida práctica, se han realizado combinaciones de estos métodos.

Las vibraciones pueden generarse con pisones manuales o neumáticos, o por el impacto originado por un cuerpo pesado que cae de una cierta altura. Debido a la frecuencia de las vibraciones, la compactación alcanzada con este mecanismo es muy variable. (Terzaghi & Peck, 1973, p.437)

La compactación efectiva de arena gruesa, grava y de enrocado de piedra partida con partículas de tamaños comparables, se obtuvo por medio de rodillos vibratorios. Cabe resaltar, que el espesor de las capas limita el tamaño máximo de

las partículas. Asimismo, cuando se trata de compactar áreas relativamente pequeñas, resulta adecuado hacer uso de compactadores manuales mecánicos. (Ortega, 2008, p.08)

La compactación con agua encuentra su fundamento en la presión de filtración del agua que escurre de forma descendente, rompiendo los grupos de granos inestables y eliminando brevemente las fuerzas capilares. Es tipo de compactación es menos efectivo que la obtenida a través de la vibración. Finalmente, los rodillos no vibrantes, son ineficientes para la compactación de suelos no cohesivos. (Ortega, 2008, p.08)

### **A.7.3. Compactación en laboratorio**

Los ensayos de compactación en laboratorio, buscan determinar la cantidad adecuada de agua a usar (contenido óptimo de humedad) cuando se compacte el suelo, y la máxima densidad seca obtenida con ella.

El ensayo "Próctor" se constituye como uno de los procedimientos de estudio y control de calidad de mayor relevancia en la compactación de un suelo. A través de él se puede determinar la máxima densidad seca con respecto a su contenido de humedad, haciendo uso de una energía de compactación constante.

Hoy en día, se encuentran normalizados dos tipos de ensayo Próctor: el "Ensayo Próctor Standard" y el "Ensayo Próctor Modificado". El contraste entre ambos radica en la energía utilizada, la cual se modifica mediante la variación del número de golpes, el pisón (cambia altura y peso), el molde y el número de capas.

## B.8. Consolidación

### B.8.1. Definición

En el campo cuando un esfuerzo es aplicado sobre una masa de suelo, por ejemplo por la construcción de una cimentación, la presión de poro del agua del suelo aumentará, dicho aumento depende de la permeabilidad hidráulica del material, debido a esto requerirá un tiempo para que disipe el exceso de presión de poro del agua y así dicho esfuerzo se transfiera a la masa del sólido (suelo).

Si tomamos como ejemplo una capa de suelo, compuesta por un estrado de arcilla ubicada entre dos estratos de arena, al que se aplica una sobrecarga  $\Delta\sigma$ , la cual actúa en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento en el esfuerzo total a cualquier profundidad de la capa de arcilla será igual a  $\Delta\sigma$ ; Figura 16. (M. Das, 2012, p.32)

Sin embargo, en el tiempo  $t = 0$ , (justo después de aplicar la sobrecarga), el exceso de presión de poro del agua ( $\Delta u$ ) intenta actuar ante la sobrecarga actuante por lo tanto:

$$\Delta u = \Delta h_i \gamma_w = \Delta\sigma \text{ (en el tiempo } t = 0\text{)}$$

**Ecuación 19.** Presión de poro del agua.

Según ello el incremento en el esfuerzo efectivo en el tiempo ( $t = 0$ ) será:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$$

**Ecuación 20.** Incremento del esfuerzo efectivo.

En teoría, en el tiempo  $t = \infty$ , cuando el exceso de presión de poro del agua en la capa de arcilla se haya disipado como resultado del proceso de drenaje hacia las capas de arena.

$$\Delta u = 0 \text{ (en el tiempo } t = \infty\text{)}$$

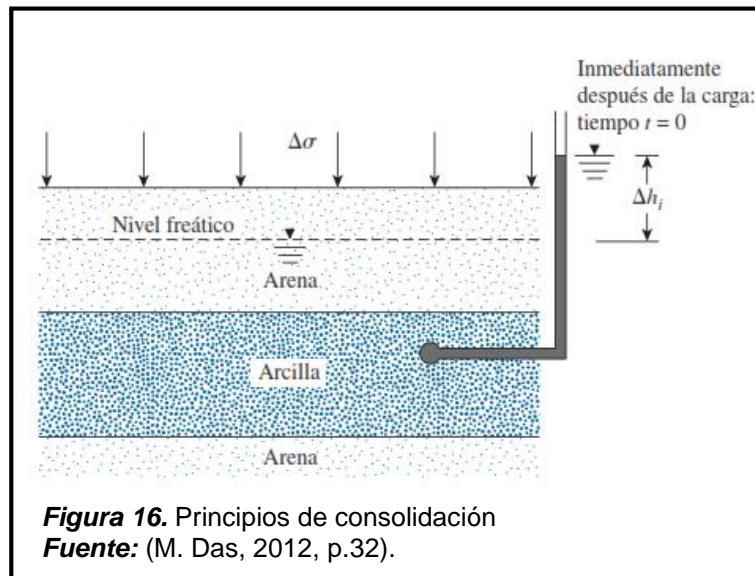
**Ecuación 21.** Presión de poro disipada.

Por lo tanto el incremento gradual del esfuerzo efectivo actúa en la capa de arcilla resultando:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta\sigma - 0 = \Delta\sigma$$

**Ecuación 22.** Esfuerzo efectivo igual a la sobrecarga impuesta.

Debido a este incremento gradual en la capa de arcilla se producirá un asentamiento el cual depende del periodo de aplicación de esta sobrecarga, a este proceso se le refiere como consolidación.

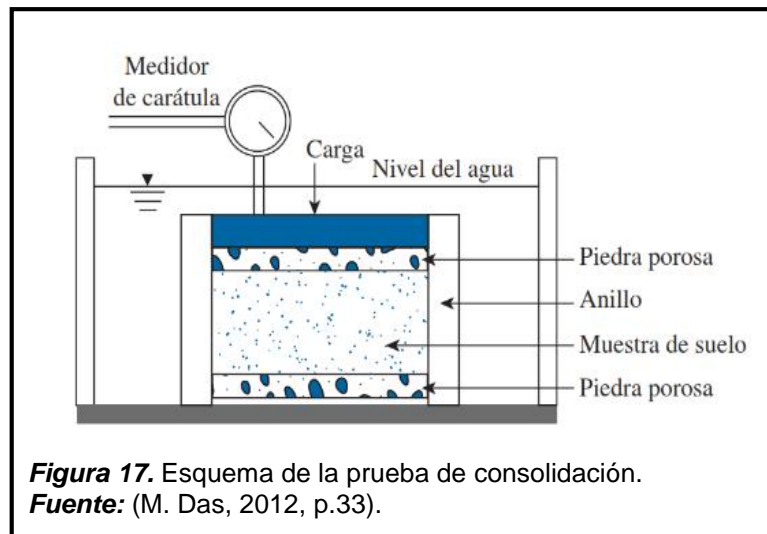


Para determinar el asentamiento de una muestra de suelo se pueden efectuar pruebas de laboratorio (ASTM Test Designation D-2435), esta muestra se encuentra saturada y sin alterar, donde la consolidación será ocasionada por la aplicación de varias cargas incrementales, estas muestras de prueba suelen ser de 50.0-63.5 mm de diámetro y 19.0-25.4 mm de altura. Estas muestras son colocadas dentro de un anillo, confinada entre dos piedras porosas (figura 17). Luego se aplica una carga vertical total igual a  $\sigma$ ; durante 24 horas a más se toman periódicamente lecturas del asentamiento, dicha carga sobre la muestra se incrementa al doble continuamente, estando está en todo momento bajo el agua. Este procedimiento continúa hasta que se alcanza el límite deseado del esfuerzo en la muestra.

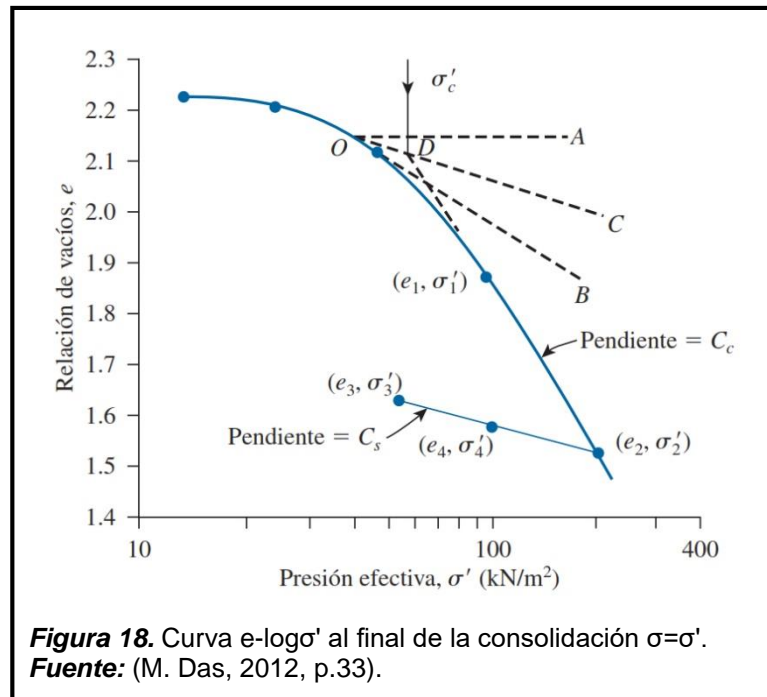
Con base a los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, se elabora una gráfica que muestre la variación de la relación de vacíos  $e$  versus el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'$  ( $e$  se traza en escala aritmética y  $\sigma'$  en escala logarítmica).

La muestra está sometida a condición de carga y descarga, es decir que esta estará en estado de compresión y expansión respectivamente. La figura 18 muestra la naturaleza de la variación de  $e$  contra  $\log \sigma'$ .

A partir de la curva  $e - \log \sigma'$ , se puede determinar tres parámetros fundamentales para estimar el asentamiento en campo. Estos son la presión de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ), el índice de compresión ( $C_c$ ) y el índice de expansión ( $C_s$ ). (M. Das, 2012, p.33)



**Figura 17.** Esquema de la prueba de consolidación.  
**Fuente:** (M. Das, 2012, p.33).



**Figura 18.** Curva  $e - \log \sigma'$  al final de la consolidación  $\sigma = \sigma'$ .  
**Fuente:** (M. Das, 2012, p.33).

### B.8.2. Presión de preconsolidación

La presión de preconsolidación,  $\sigma'_c$ , viene a ser la presión de sobrecarga máxima después de la efectiva a la que se ha sometido la muestra de suelo.

- Determine el punto O en la curva  $e - \log \sigma'$  que tenga la curvatura más pronunciada (es decir el radio de menor curvatura).
- Trace una línea horizontal OA.
- Trace una línea OB que sea tangente a la curva  $e - \log \sigma'$  en O.
- Trace una línea OC que divida en dos partes iguales el ángulo AOB.
- Prolongue la parte de la línea recta de la curva  $e - \log \sigma'$  hacia atrás hasta intersectar OC. Este es el punto D. La presión que corresponde a este punto D es la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$ .

Los depósitos naturales de suelos pueden estar normalmente consolidados o sobreconsolidados (o preconsolidados). Si la presión de sobrecarga efectiva presente  $\sigma'_c = \sigma'_o$  es igual a la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$  el suelo esta normalmente consolidado. Sin embargo, si  $\sigma'_o < \sigma'_c$ , el suelo esta sobreconsolidado. (M. Das, 2012, p.34)

### A.8.3. Índice de compresión

El índice de compresión,  $C_c$ , viene a ser la pendiente en la parte última de la línea recta de la curva de carga.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)}$$

**Ecuación 23.** Índice de compresión

Donde  $e_1$  y  $e_2$  son las relaciones de vacíos al final de la consolidación ante los esfuerzos efectivos  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_2$ , respectivamente. (M. Das, 2012, p.35)



#### B.8.4. Índice de expansión

El índice de expansión,  $C_s$ , viene a ser la pendiente en la zona de descarga de la curva  $e - \log \sigma'$ , y se define como:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log \left( \frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)}$$

**Ecuación 24.** Índice de expansión

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión es de 1/4 a 1/5 del índice de compresión. (M. Das, 2012, p.36)

#### B.8.5. Condición de deformación lateral nula

La presión lateral de reposo del suelo, es entendida como la presión a la cual un macizo de suelo es sometido, presentándose solo deformaciones verticales con desplazamiento lateral nulo. Para describir la presión que un suelo puede ejercer se usa el coeficiente de presión de tierras en reposo  $K_0$ , entendida como la relación que existe entre los esfuerzos efectivos horizontales  $\sigma'_h$  y los esfuerzos efectivos verticales  $\sigma'_v$  en cualquier parte de la masa de suelo. El cual dependerá del estado de consolidación natural o artificial del suelo.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

**Ecuación 25.** Coeficiente de presión lateral

La presión de reposo generalmente se puede calcular de forma empírica, siendo para suelos granulares, de acuerdo a Jaky (1944) se emplea la siguiente expresión, donde  $K_0$  depende del ángulo de fricción:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

**Ecuación 26.** Coeficiente de presión en reposo en función del ángulo de fricción.

Así mismo el valor de  $K_0$ , puede expresarse en función del coeficiente de Poisson (relación entre la deformación vertical y el alargamiento horizontal que sufre un material cuando este es comprimido a lo largo de su eje).

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

**Ecuación 27.** Coeficiente de presión en reposo en función del coeficiente de Poisson.

Conociendo este parámetro se puede determinar la relación que existe entre el módulo de elasticidad edométrico  $E'$  (referido a la compresión confinada) y el módulo de elasticidad  $E$  (referido a la compresión no confinada) que posee el suelo.

$$E' = \frac{E}{1 - 2\mu K_0}$$

**Ecuación 28.** Módulo de elasticidad edométrico del suelo.

## **C. Presas de tierra**

### **C.1. Introducción**

La presa de tierra es una obra de ingeniería de gran importancia, tanto por su complejidad técnica, como por la inversión económica que involucra su construcción y los servicios para lo cual estarán destinados. (Juárez y Rico, 2011, p.593)

La historia nos ha demostrado que un número considerable de presas construidas fallaron debido a que su proyección y ejecución se fundamentó en metodologías empíricas; esto dio origen a la incorporación, desarrollo y perfección de procedimientos ingenieriles, tanto en la etapa de proyección como en la de construcción de estas estructuras (presas de tierra). Los métodos correctos de construcción incluyen el mejoramiento de la cimentación y un riguroso control de los materiales constituyentes de la presa orientado en gran medida a su respectivo grado de compactación.

Teniendo esto en cuenta, la construcción de presas de tierra plantea nuevas problemáticas de interés particular, dado la importancia adquirida a través de los años y el desarrollo constante que estas estructuras involucran.

## **C.2. Definición**

Las presas de tierra se distinguen del resto por la gran simplicidad que poseen durante su etapa de construcción, esto se debe a la intervención de materiales que en su estado natural requieren el mínimo tratamiento, lo cual se complementa con la actual disponibilidad de potentes medios de transporte y compactación. Debido a su ventajosa capacidad de adaptarse a cualquier terreno, no es de extrañar que cuatro de cada cinco presas sean de este tipo. (Cánovas, 2014, p.345)

En 2006, Ferrufino y Moreira señalaron que una presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados (...), de compactación uniforme e intensiva, en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlado. (p.10)

## **C.3. Tipos de presas de tierra**

La sección de una presa de tierra hace referencia a la forma y composición visualizada en un corte vertical y normal al eje de su cortina. (Juárez y Rico, 2011, p.594)

Para la clasificación de presas de tierra se tomarán en consideración tres categorías: el uso, la sección de la estructura y su altura.

### **C.3.1. Clasificación según el uso**

#### **C.3.1.1. Presas de almacenamiento**

Como su nombre lo indica, su finalidad es embalsar el agua durante los periodos de máximas avenidas, para utilizarla en tiempos de escasez del recurso hídrico. Dichos periodos son variables, pudiendo ser estacionales, anuales, o más largos.

El objetivo específico en el que se va a utilizar el almacenamiento de una presa, tiene repercusión directa en el proyecto de la estructura, y pueden determinar conceptos como la magnitud de las fluctuaciones que se presentarán en el vaso y el volumen permisible de filtraciones. (Autoridad Nacional del Agua, 2010, p.255)

#### **C.3.1.2. Presas de derivación**

Las presas de derivación se construyen con la finalidad de proporcionar la carga óptima para desviar el agua hacia canales, zanjas, u otras obras de conducción. (Autoridad Nacional del Agua, 2010, p.256)

#### **C.3.1.3. Presas reguladoras**

Las presas reguladoras se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales.

Existen dos tipos de presas reguladoras: el primero, almacena temporalmente el agua, para posteriormente dejarla salir por una obra de toma con un caudal que no supere la capacidad del cauce aguas abajo; el segundo, almacena agua por un tiempo indefinido (tanto como sea posible) favoreciendo la infiltración del recurso hídrico en las laderas del valle o estratos de grava de la cimentación. Asimismo,

este último tipo de presa impide el transporte de sedimentos, siendo esta la razón para que sea denominada como presa para arrastre. (Autoridad Nacional del Agua, 2010, p.256)

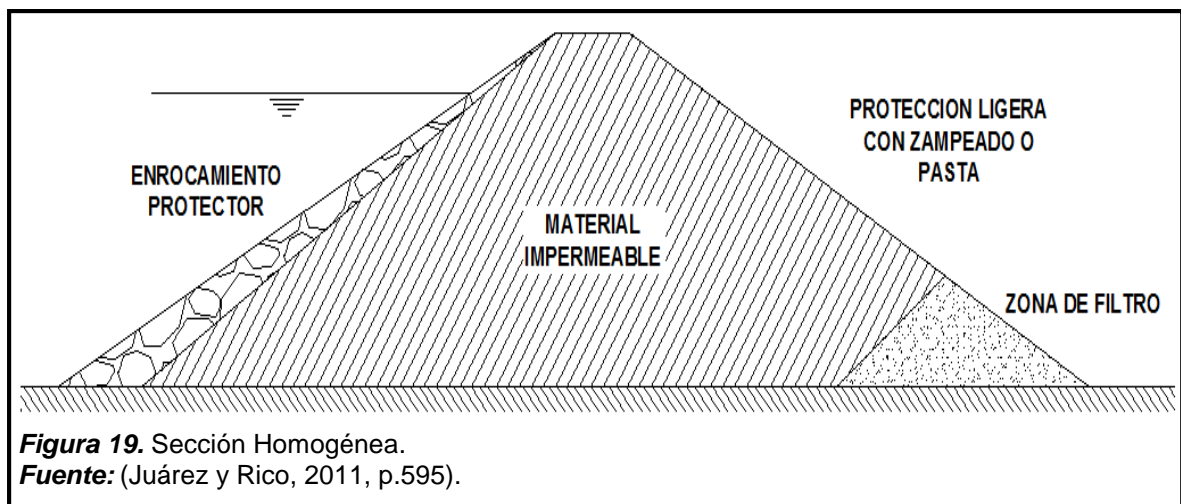
### C.3.2. Clasificación según su sección

#### C.3.2.1. Secciones homogéneas

Son secciones en las que predomina un solo material. Sus orígenes se remontan en la antigüedad, aunque hoy en día, son requeridas en obras de pequeña envergadura o cuando en el sitio de la construcción no se cuenta con otros materiales económicamente disponibles. (Juárez y Rico, 2011, p.594)

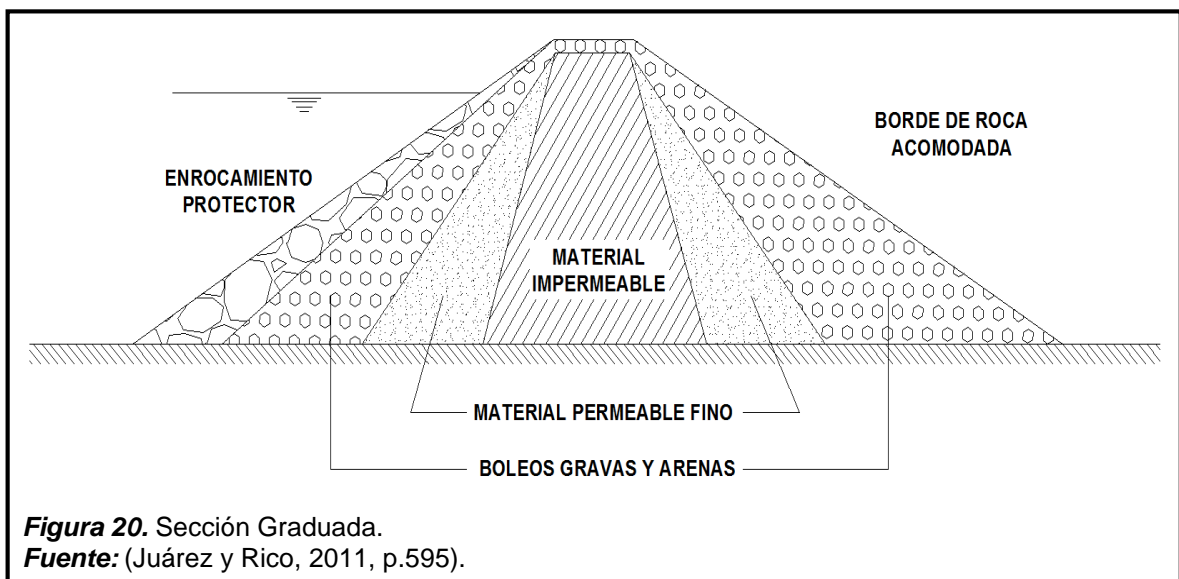
Cabe resaltar que no existen secciones homogéneas en su totalidad, pues tienen filtros u otros elementos especiales con volúmenes pequeños.

Generalmente, las presas homogéneas utilizan suelos finos (impermeables) o gruesos con considerable presencia de finos en su composición.



### C.3.2.2. Sección graduada

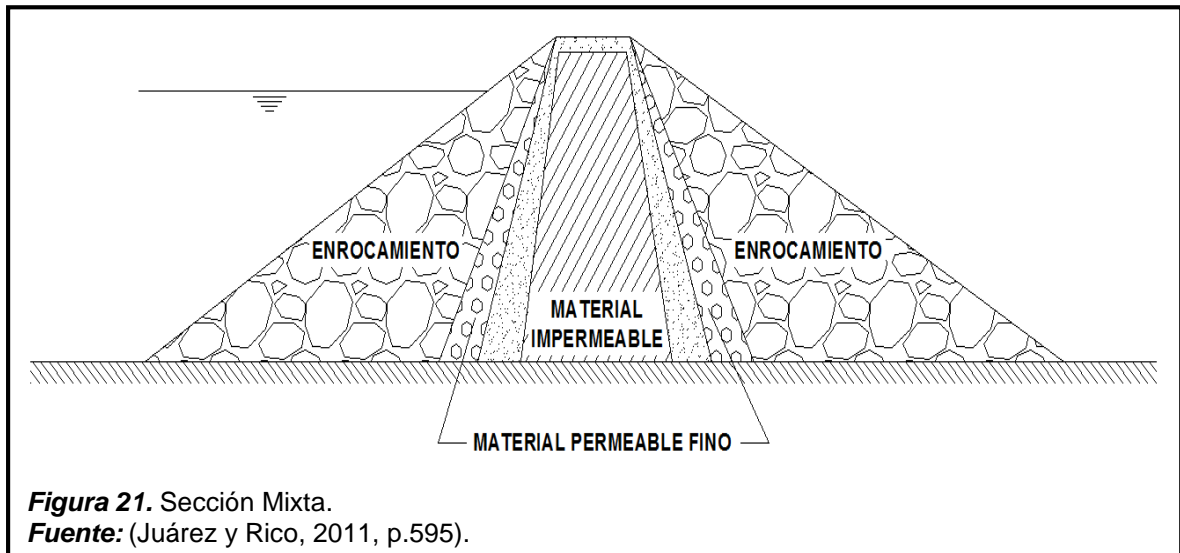
Si se dispone del volumen suficiente de materiales con diferentes permeabilidades, resulta favorable y económico zonificarlos dentro de la presa; generando de esta manera, las cortinas de sección graduada. En este tipo de sección es posible distinguir: zonas impermeables (constituidas por suelos finos arcillosos o suelos gruesos con alto contenido de finos); zonas permeables (formadas por materiales granulares gruesos o de enrocamiento), cuya finalidad es proporcionar estabilidad a la cortina; y zonas de transición (con permeabilidad intermedia), situadas entre las dos antes explicadas y las cuales sirven de filtro protector para la zona impermeable, contribuyendo a su vez con la estabilidad. (Juárez y Rico, 2011, p.596)



### C.3.2.3. Sección de enrocamiento con corazón impermeable (sección mixta)

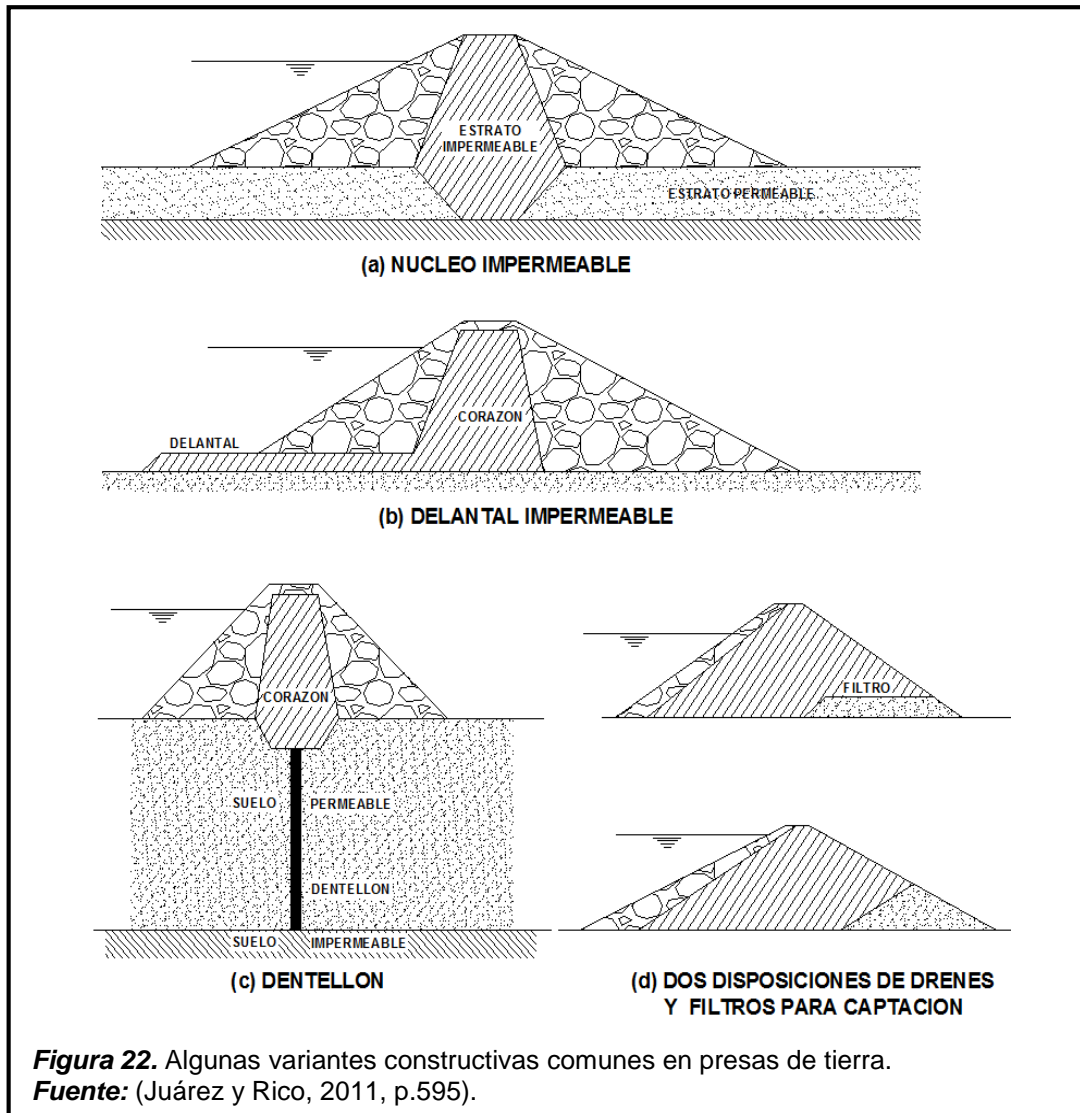
Esta sección está compuesta por: un corazón o núcleo impermeable, el cual impide el paso del fluido almacenado, pero que no favorece a la estabilidad; y respaldos de enrocamiento, situados a los costados del corazón y cuya función es contribuir a la estabilidad y permanencia del mismo. Entre las partes antes

mencionadas, se deben disponer de secciones filtro que protejan al material fino evitando su difusión entre el enrocamiento. Se puede prescindir de estos elementos, si los respaldos están constituidos de gravas o arenas convenientemente seleccionadas. (Juárez y Rico, 2011, p.596)



Lo anterior rige en casos hipotéticos, donde se asume una cimentación totalmente impermeable y resistente. Sin embargo, las condiciones presentadas en la realidad difieren mucho de lo ideal arriba expuesto.

Cuando en la cimentación hay presencia de un estrato permeable con reducido espesor, la solución más conveniente consiste en excavar una trinchera con la finalidad de prolongar el corazón impermeable (Figura 22.a). Sin embargo, si la capa permeable es de un espesor considerable, la primera alternativa se vuelve antieconómica y resulta conveniente la construcción de un dentellón de concreto (Figura 22.c) o la disposición de delantales impermeables con el propósito de reducir el gasto de filtración conjuntamente con el gradiente hidráulico bajo la presa (Figura 22.b). Por último, es frecuente el uso de filtros o captaciones en las secciones de presa (Figura 22.d). (Juárez y Rico, 2011, p.596)



### C.3.3. Clasificación según su altura

En 1967, la Dirección General de Obras Hidráulicas define a “la altura de presa como la diferencia entre la cota de coronación y la del punto más bajo de la superficie general de cimientos; sin tener en cuenta obras circunstanciales, tales como trincheras, pantallas de impermeabilización o rellenos de grietas”.



### **C.3.3.1. Grandes presas**

Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja de la superficie general de cimentación hasta la coronación.

Altura comprendida entre 10 y 15 metros, siempre que tengan alguna de las siguientes características:

- Longitud de coronación superior a 500 metros.
- Capacidad de embalse superior a 1' 000 000 de metros cúbicos.
- Capacidad de desagüe superior a 2 000 metros cúbicos por segundo.

Podrán clasificarse igualmente como grandes presas, aquellas que aun no cumpliendo ninguna de las condiciones anteriores, presentan dificultades especiales en su cimentación o sean de características no habituales. (Ministerio de agricultura y pesca, alimentación y medio ambiente, 1996, p.03)

### **C.3.3.2. Pequeñas presas**

Serán todas aquellas que no cumplan con ninguna de las condiciones señaladas en el inciso anterior. (Ministerio de agricultura y pesca, alimentación y medio ambiente, 1996, p.03)

## **C.4. Partes de una presa de tierra**

Algunas partes principales que constituyen una presa de tierra, son:

### **C.4.1. Corazón impermeable**

Es una parte constituyente de las presas de sección graduada y mixta. Tiene como propósito garantizar que las infiltraciones a través de él, se encuentren dentro

de los rangos tolerables; convirtiéndolo en un parámetro que definirá el tipo de materiales que han de emplearse para su construcción. Asimismo, el corazón puede disponerse en forma vertical o inclinada en dirección al talud aguas abajo. (Juárez y Rico, 2011, p.599)

#### **C.4.2. Drenes**

Toda presa de sección homogénea cuya altura supera los 6 u 8 m debe poseer algún tipo de dren en el talud aguas abajo, el cual deberá construirse con un material de mayor permeabilidad que el resto de la sección. Los objetivos del uso de drenes son: reducir la presión del agua en el cuerpo de la cortina, aumentar la estabilidad e impedir el arrastre del material a través de la canalización del flujo de agua en el interior de la cortina. (Juárez y Rico, 2011, p.599)

#### **C.4.3. Filtros**

La instalación de filtros en el cuerpo de las presas de tierra, resulta necesario cuando se produce un contacto entre dos materiales con diferente granulometría y permeabilidad. Los filtros cumplen dos objetivos específicos: evitar la contaminación de los materiales en contacto e impedir el arrastre del material cuando el agua cruza la frontera entre ambos. (Juárez y Rico, 2011, p.599)

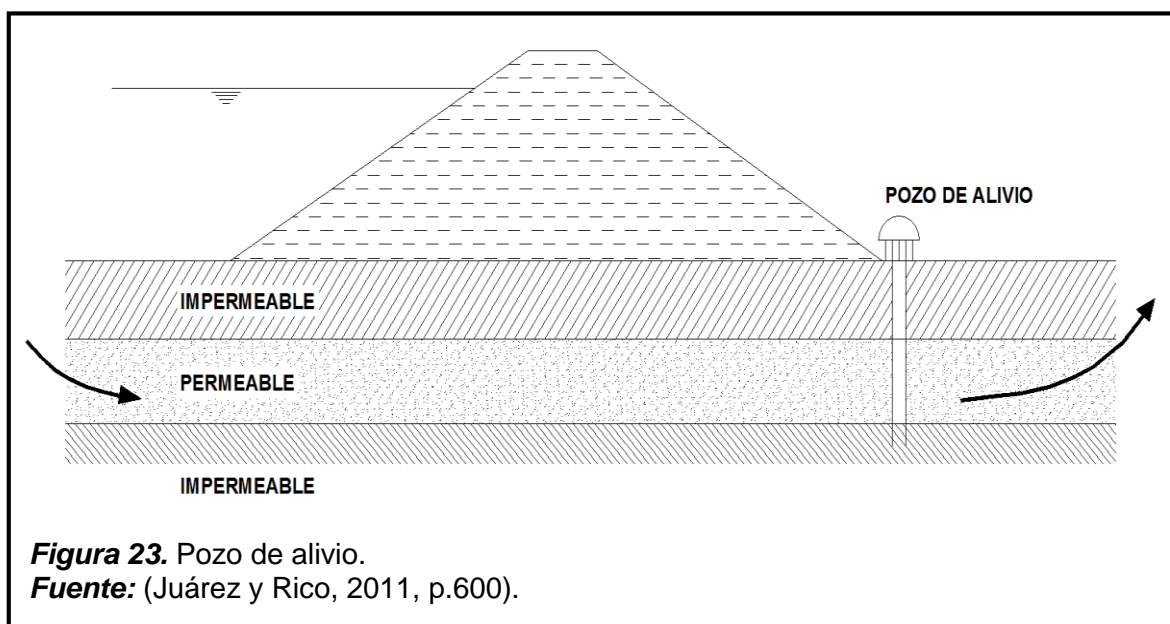
#### **C.4.4. Vertedor de excedencias**

Los materiales que componen las presas de tierra poseen una naturaleza erosionable; por consiguiente, resultaría sumamente peligroso que el agua supere el nivel de la cortina y esta comience a escurrirse por el talud aguas abajo. Por este motivo, las presas deben disponer de una estructura auxiliar llamada vertedor; que cumpla la función de aliviar el vaso en su máxima capacidad. Asimismo, el vertedor de excedencias debe construirse con materiales resistentes a la erosión, como concreto (en obras grandes) o mampostería (en obras de menor magnitud).

El vertedor no debe concebirse como una estructura aislada, sino que debe conectarse a un canal de desahogo e incluir obras auxiliares para disipar la energía del agua que lo rebasa. (Juárez y Rico, 2011, p.599)

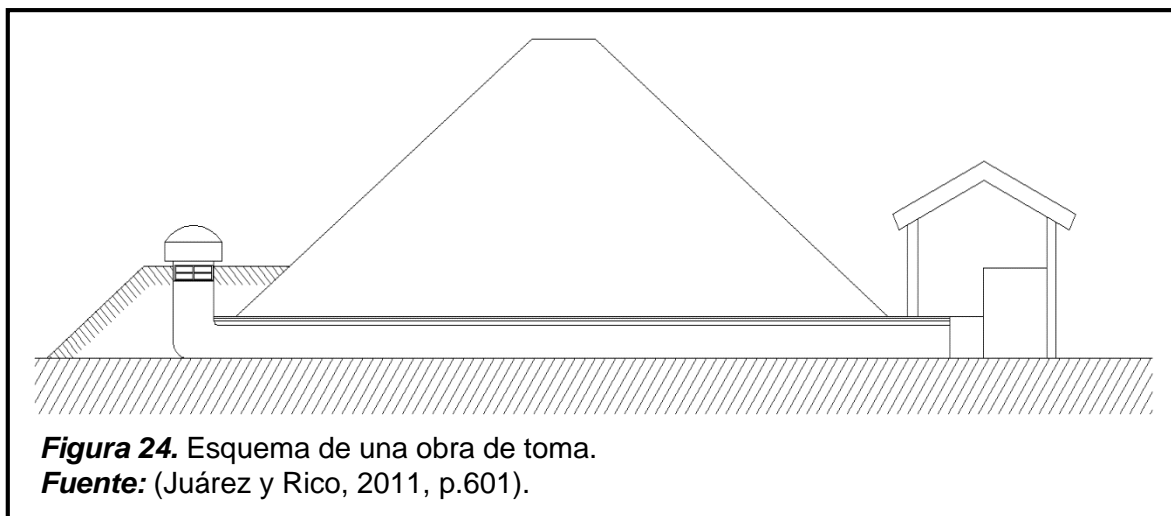
#### C.4.5. Pozos de alivio

Este tipo de estructura es de gran utilidad cuando en la cimentación de la presa se alternan capas impermeables con otras permeables; siendo en estas últimas donde se generan fuertes presiones en el agua (subpresiones), las cuales son causales de ruptura en las capas más superficiales y a su vez traen consigo la formación de grietas en el lugar donde el agua escapa a gran velocidad. Debido al aumento de las dimensiones en las grietas formadas, la presa pierde estabilidad; por esta razón, resulta conveniente la construcción de drenes verticales (Figura 23) capaces de atravesar los estratos hasta llegar a las zonas de alta presión, con el fin de aliviarlas. (Juárez y Rico, 2011, p.600)



#### C.4.6. Obras de toma

Los conductos para las obras de toma, son un parte delicada en las presas de tierra, cuyo proceso constructivo debe realizarse con elevada precaución. Estas significativas obras auxiliares usualmente son construidas de concreto y pueden ejecutarse en: túneles (a través de las laderas que conforman la boquilla); o en tubos (a través de la propia cortina). (Juárez y Rico, 2011, p.600)



#### C.4.7. Muros de retención

Se requieren en las presas para separar la cortina del vertedor o los diversos elementos estructurales de tierra, etc. (Juárez y Rico, 2011, p.601)

#### C.5. Condiciones de trabajo en presas de tierra

Desde la construcción hasta el funcionamiento de una presa de tierra, sus materiales constituyentes están ligados a las circunstancias constructivas y esfuerzos cambiantes (despreciando la influencia de las características propias de los mismos).

Durante el periodo de construcción, la capa inferior compactada está afectada por el peso del material que se le coloca encima; esto genera cambios en el grado de saturación y la relación de vacíos. (Juárez y Rico, 2011, p.604)

Las variaciones volumétricas del suelo generan presiones neutrales en el agua presente en sus espacios vacíos. La disipación de estas presiones depende de: el ritmo constructivo, la permeabilidad del suelo y las condiciones internas del drenaje. Finalizada la presa, las presiones neutrales se presentan en sus suelos de baja permeabilidad, mientras que en las partes permeables se encuentran totalmente disipadas.

Cuando la presa entra en funcionamiento (Embalse lleno), el agua satura las partes permeables e impermeables, produciendo cambios en el valor de las presiones neutrales del período de construcción y como resultado de ello, una nueva resistencia al esfuerzo cortante. Por otra parte, si la presa experimenta un descenso rápido de su nivel de agua, este vaciado impondrá un nuevo estado de esfuerzos. (Juárez y Rico, 2011, p.604)

Según lo anterior, los esfuerzos efectivos dentro de la presa constantemente varían dependiendo de las circunstancias constructivas o de funcionamiento. Por lo tanto, se recomienda analizar la estabilidad de la cortina en condiciones de cálculo diferentes (casos extremos o críticos) para obtener un factor de seguridad que garantice una estructura estable en sus diferentes circunstancias. (Juárez y Rico, 2011, p.605)

#### **C.5.1. Condiciones de estabilidad durante la construcción**

Según la experiencia, la probabilidad de falla de una presa es menor durante su construcción. Sin embargo, en este periodo generalmente se alcanzan los mayores valores en las presiones neutrales.

Por esta razón, en este tipo de análisis se suelen adoptar factores de seguridad ligeramente por debajo de los valores recomendados para estabilidad de taludes. (Juárez y Rico, 2011, p.626)

### **C.5.2. Condiciones de estabilidad a presa llena**

Cuando el talud de una presa falla por deslizamiento, trae consigo consecuencias catastróficas; debido a esto el criterio con el que se debe de optar para su estabilidad debe ser conservador, de esa manera otorgará las garantías del caso. (Juárez y Rico, 2011, p.629)

Las dos principales causas de la presión neutral del agua, en el interior de una presa llena, son:

- a. El flujo del agua que se infiltra por gravedad.
- b. Cambios en el volumen de los vacíos, como consecuencia de la variación en los esfuerzos totales.

El criterio de esfuerzos efectivos sirve para el análisis de estabilidad de una presa llena. Asimismo, las presiones neutras se logran estimar estudiando la red de flujo debido al agua que se infiltra por gravedad, en el material de la presa.

Bajo la condición de presa llena, el factor de seguridad resultante del análisis de estabilidad depende del método empleado, el cual puede ser de esfuerzos efectivos o totales. En ambos casos, suele considerarse aceptable un valor mínimo de 1.5. (Juárez y Rico, 2011, p.629)

### C.5.3. Condiciones de estabilidad en vaciado rápido

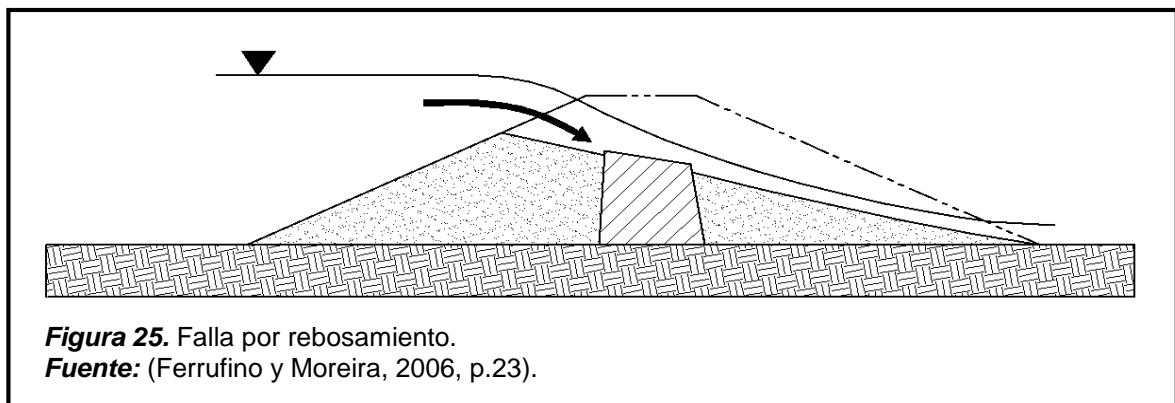
Esta condición se presenta cuando los niveles del embalse descienden considerablemente en un corto periodo de tiempo. Es decir, el agua desciende más aprisa de lo que se disipan los excesos de presión neutral en el cuerpo de la presa.

Después del vaciado rápido, se incrementan las fuerzas del suelo debido al aumento en el peso específico causado por un grado de saturación mayor. Las altas presiones neutrales (existentes dentro del talud aguas arriba), convierten el vaciado rápido en una condición especial. (Juárez y Rico, 2011, p.632)

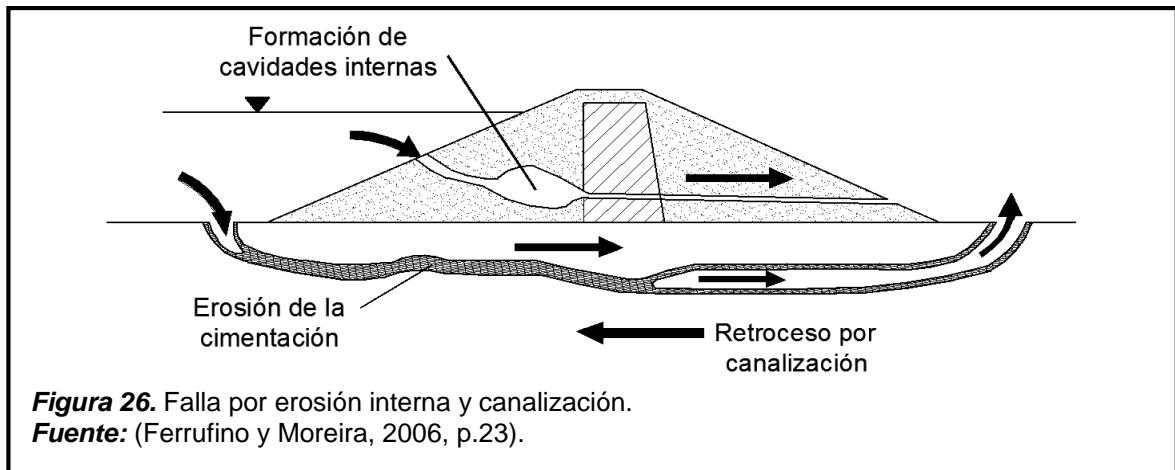
### C.6. Causas de fallas en presas de tierra

En 2006, Ferrufino y Moreira señalaron que los principales mecanismos y modos de falla identificables en una presa de relleno se ilustran en forma esquemática en las siguientes figuras. Ciertos mecanismos están interrelacionados; por ejemplo, puede ocurrir rebosamiento debido a una capacidad inadecuada del vertedero o por carencia de un borde libre lo que, a su vez, puede resultar de una deformación y sedimentación de largo plazo. (p.23)

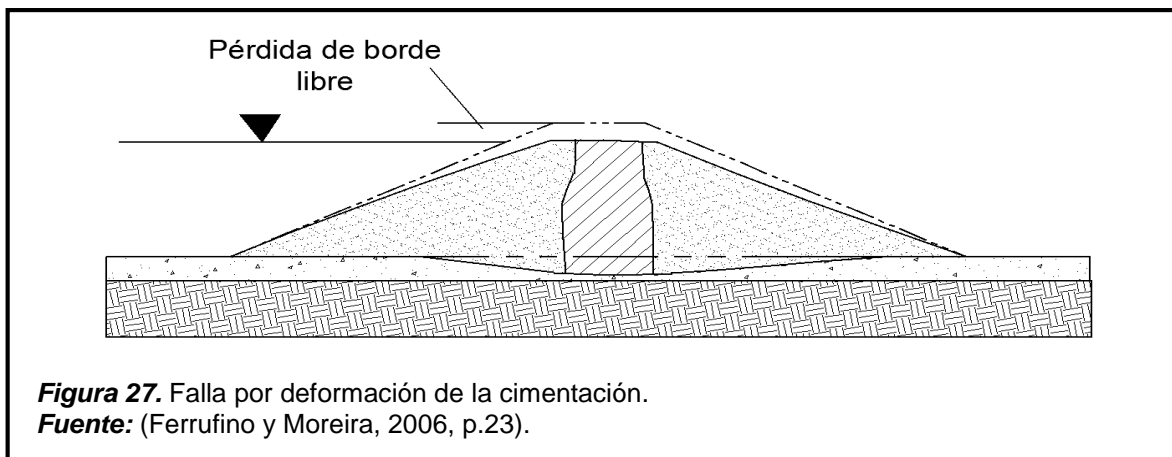
- a. Rebosamientos causantes de lavado. Los suelos con mayor riesgo de presentar esta falla a corto plazo son los limos poco cohesivos, arenas, etc.



- b. Erosión interna y canalización, con remoción de partículas del núcleo impermeable (las grietas internas y/o la infiltración pueden originar la regresión del “canal” y la formación de cavidades internas).

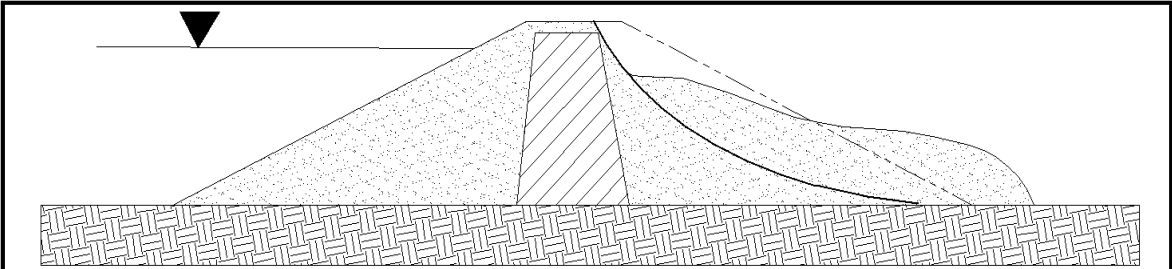


- c. Asentamiento de la cimentación y cuerpo de presa (desplazamiento vertical y deformación de la sección transversal).



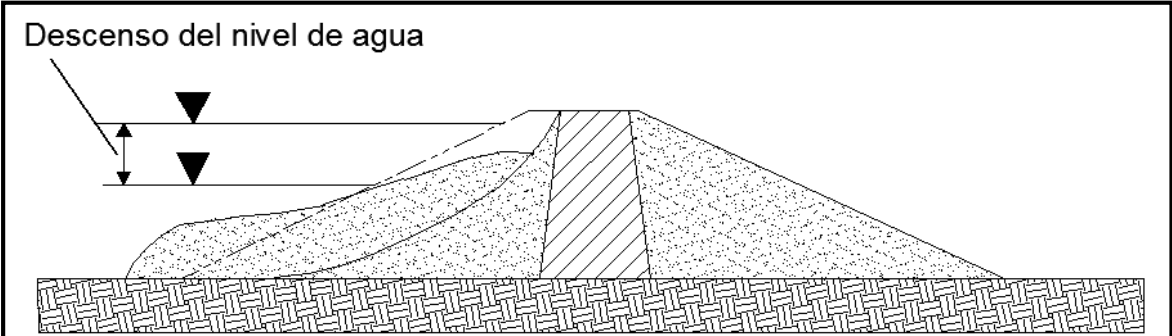
- d. Inestabilidad (Caso 01). El talud aguas abajo presenta una pendiente elevada con respecto a la resistencia al corte del material que constituye el espaldón.





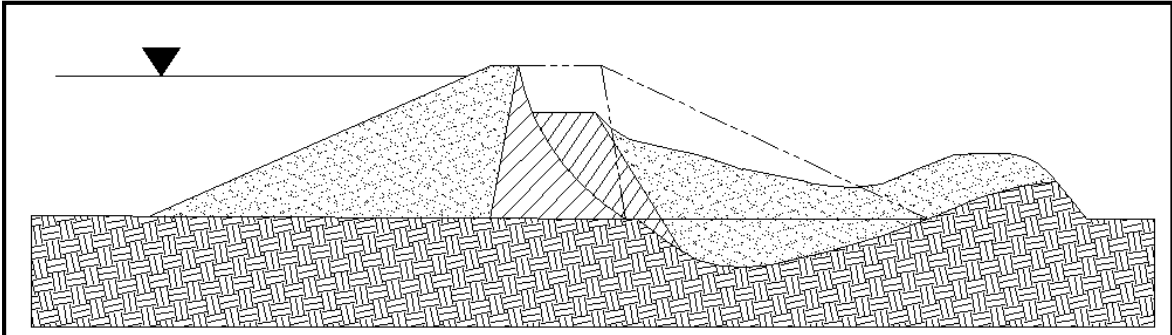
**Figura 28.** Falla por inestabilidad aguas abajo del embalse.  
**Fuente:** (Ferrufino y Moreira, 2006, p.23).

e. Inestabilidad (Caso 02). El talud aguas arriba falla como consecuencia del rápido descenso del tirante de agua.



**Figura 29.** Falla por inestabilidad aguas arriba del embalse.  
**Fuente:** (Ferrufino y Moreira, 2006, p.23).

f. Inestabilidad (Caso 03). La cimentación en la sección aguas abajo, experimenta una falla a raíz de sobreesfuerzos efectivos en sus estratos blandos.



**Figura 30.** Falla por sobreesfuerzos efectivos aguas abajo del embalse.  
**Fuente:** (Ferrufino y Moreira, 2006, p.23).

A continuación se presenta una tabla, en la cual se detalla las fallas más trascendentes en presas de tierra y sus respectivas medidas preventivas.

**Tabla 5.**

*Descripción, causas y medidas preventivas de fallas en presas de tierra.*

FALLA	DESCRIPCIÓN	CAUSAS	MEDIDAS PREVENTIVAS Y/O CORRECTIVAS
<b>Externos</b>			
Rebosamiento	Flujo sobre la presa y posible lavado. Mayores riesgos en suelos menos cohesivos.	Vertedero y/o borde libre inadecuado. El borde libre reducido por sedimentación. Vertedero obstruido.	Capacidad del vertedero adecuada y borde libre inicial. Refuerzo de la superficie con vegetación.
Erosión por olas	Daño del paramento y espaldón aguas arriba.	Protección del paramento alterado o dañado.	Protección del paramento. Diseño apropiado y mantenimiento.
Erosión de pie de presas	Creciente que daña el pie de presa.	Canal del vertedero mal diseñado y/o localizado.	Buen diseño hidráulico. Paredes de encauzamiento.
Cárcavas	Erosión local del paramento aguas abajo por la precipitación.	Drenaje superficial pobre.	Vegetación, refuerzo superficial y/o drenaje.
<b>Infiltración interna</b>			
Pérdida de agua	Aumento en las pérdidas de infiltración y/o irregularidades de la superficie freática.	Presa y/o cimentación permeable. Rastrillo inadecuado. Agrietamiento interno.	Rastrillo e inyecciones en el núcleo.
Erosión de infiltración (erosión interna oculta)	Infiltración turbia a través del sistema de drenaje.	Agrietamiento interno. Uniones débiles, bajas compactaciones.	Drenaje interno, filtros, zonificación cuidadosa del relleno. Diseño detallado, uso de collares, inyecciones, etc.
<b>Inestabilidad</b>			
Deslizamiento de la cimentación	Deslizamiento	Cimentación blanda o débil y/o presiones de agua en los poros altas.	Consolidar el suelo, drenaje, mejoramiento del terreno.
Paramento aguas arriba y abajo	Cambio en morfología. Pandeo y deformaciones que conducen a deslizamientos de rotación o de traslación.	Altas presiones del agua en los poros. Pendiente demasiado empinada. Descenso rápido del nivel de agua.	Drenaje. Tendido de pendientes o construcción de bermas estabilizadoras.
Deslizamientos por flujo	Licuefacción repentina, mecanismos de flujo rápido.	Activada por un choque o movimiento. Suelos limosos en riesgo.	Compactación adecuada. Consolidación o adición de una berma de pie.

FALLA	DESCRIPCIÓN	CAUSAS	MEDIDAS PREVENTIVAS Y/O CORRECTIVAS
<b>Deformación</b>			
Sedimentación	Pérdida del borde libre. Zonas bajas locales.	Deformación y consolidación de la presa y/o cimentación. Resultado de erosión interna, etc.	Restauración del borde libre. Reducción del riesgo de agrietamiento con filtros, protectores, etc.
Interna	Deformación del perfil externo. Agrietamiento interno.	Deformación relativa de zonas o materiales.	Buenas especificaciones, con zonas de transición amplia, etc.

**Fuente:** (Ferrufino y Moreira, 2006, p.24).

## **C.7. Criterios básico para el diseño de presas de tierra**

Ferrufino y Moreira en el año 2006, mencionan que el principal criterio para diseñar presas de tierra es: *“Proteger contra las conocidas causas de falla y anticiparse a ellas”* (p.25). Dado este concepto, los criterios a tener en cuenta para el diseño de una presa de terraplén (dentro de los márgenes de seguridad) son:

### **C.7.1. Rebosamiento y borde libre**

El vertedero de excesos y la capacidad de desagüe deben ser suficientes para prevenir rebosamientos, con riesgo de erosión severa y posible lavado del relleno. El borde libre, es decir, la diferencia entre el nivel máximo del embalse y el nivel mínimo de la cresta de la presa, debe ser suficiente para prevenir rebosamientos por la acción de las olas. También debe incluir un margen para la sedimentación a largo plazo en la presa previsible en una cimentación compresible. (Ferrufino y Moreir, 2006, p.25)

La defensa de la presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño. Dicho bordo libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedentes y contra agrietamiento

transversal de la presa. En la estimación del bordo libre mínimo necesario debe considerarse también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación del terraplén y de la cimentación. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.82)

Entonces, el bordo libre debe ser:

$$H_{BL} = (H_1 + H_2 + H_3) + \Delta H + H_s$$

**Ecuación 29.** Borde libre.

$H_1$  : Sobrelevación del embalse en la cortina debida al arrastre del agua por el viento.

$H_2$  : Altura, sobre el nivel del embalse sobre-elevado, de la cresta de las olas producidas por viento.

$H_3$  : Altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas.

$\Delta H$  : Asentamiento máximo de la corona.

$H_s$  : Altura adicional de seguridad.

La altura adicional de seguridad,  $H_s$ , debe cubrir principalmente los posibles errores en las estimaciones hidrológicas y la profundidad de agrietamiento de la corona por secado, por asentamientos diferenciales o por sismo. Generalmente se adopta un valor entre 1 y 4 m.

### **C.7.2. Ancho de coronación**

(Vega, 2016, p.14). El ancho de la coronación de una presa de tierra depende de varias consideraciones como las siguientes:

- a. Naturaleza de los materiales de relleno y percolación permisible a través del cuerpo de la presa, con el embalse a nivel de operación normal.
- b. Altura e importancia de la estructura.
- c. Posible utilización de la coronación de la presa como vía de comunicación.
- d. Practicidad de la construcción.

- e. Por lo general no debe ser menor a 3.6 m para facilitar la maniobrabilidad de los equipos mecánicos, aunque esta consideración es relativa.

Existen criterios para obtener un ancho de coronación de la presa de tierra, citaremos algunos:

**Tabla 6.**  
*Criterios empíricos para el ancho de coronación.*

<b>Criterios</b>	<b>Ecuaciones empíricas</b>
Criterio de T. Knappen	$A_{\text{corona}} = 1.65\sqrt{H}$
Criterio de E. T. Preece	$A_{\text{corona}} = 1.10\sqrt{H} + 1.00$
Criterio del código de Arizona de 1960	$A_{\text{corona}} = 3.65\sqrt[3]{H - 1.50}$
Criterio del Bureau of Reclamation	$A_{\text{corona}} = \frac{H}{5} + 3.05$

**Fuente:** (Vega, 2016, p.15).

Para facilidad de construcción con equipo mecánico, el ancho mínimo no debe ser menor de 3.60 m, además se debe tener en cuenta que a mayor ancho de coronación el comportamiento de la presa frente a un sismo será mejor. En ciertos casos el ancho mínimo puede determinarse por los requerimientos de una carretera a lo largo de la presa.

### **C.7.3. Taludes**

(Óre y Parodi, 2008, p.154). En la presa se pueden distinguir dos tipos de taludes:

- a. Talud aguas arriba.- La pendiente del talud aguas arriba está en función del muro y su altura; y del sismo de diseño. El talud aguas arriba de la presa debe protegerse de la acción erosiva del fluido que almacenará, porque al ser depositado en la presa, la parte sólida tenderá a sedimentarse y la parte líquida tratará de filtrarse en la presa.

- b. Talud aguas abajo.- La pendiente del talud aguas abajo del muro resistente ha demostrado ser un elemento clave en la estabilidad sísmica del muro. A menor pendiente, más estable será el muro, pero a su vez mayor será el requerimiento de material de relleno siendo a veces su costo una limitante.

Existen cuadros empíricos según experiencias de proyectistas, y estudios realizados en los cuales indican la inclinación de los taludes, de manera tentativa, ya que su elección dependerá de un análisis de estabilidad de los mismos. Dichos criterios empíricos son:

Según la Bureau of Reclamation, para presas pequeñas de tierra se basa en la siguiente tabla.

**Tabla 7.**

*Taludes para presas homogéneas típicas según Bureau of Reclamation.*

Altura (m)	Talud aguas arriba (H:V)	Talud aguas abajo (H:V)
5	2.00:1	1.50:1
5 – 10	2.50:1	2.00:1
12 – 15	2.75:1	2.50:1
20 - 30	3.00:1	2.50:1

**Fuente:** (Bureau Of Reclamation, 1970).

Según el reglamento de Arizona, para presas pequeñas de tierra se basa en la siguiente tabla:

**Tabla 8.**

*Taludes para presas homogéneas típicas según el Reglamento de Arizona.*

Altura de la Presa (m)	Talud mínimo aguas arriba (V:H)	Talud mínimo aguas abajo (V:H)
4.5 – 12.0	2: 1	1.5:1
12.0 – 30.0	2.5:1	2:1
30.0 – 45.0	3:1	2.5:1

**Fuente:** (Vega, 2016, p.15).

Para determinar los taludes definitivos se acude a realizar un análisis de su estabilidad, basado en la comparación del esfuerzo cortante (generado en la superficie con mayor probabilidad de falla) versus la resistencia del suelo al corte.

Este análisis se torna cada vez más complejo, al considerar características y/o parámetros del suelo como: presencia de estratos, infiltración, resistencia al corte y superficie potencial de falla. La solución a dicha problemática, se logra mediante el uso de software o manualmente. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.134)

El análisis de estabilidad de taludes busca determinar el factor de seguridad "FS" que rige dicha zona. El "FS" se entiende como la relación existente entre el esfuerzo cortante (de la potencial superficie de falla) y la resistencia cortante (del suelo en estudio).

Un  $FS \leq 1$ , simboliza un estado de falla; es decir, el talud puede fallar y/o colapsar en cualquier etapa de su construcción o funcionamiento. Usualmente, un  $FS \geq 1.5$  se considera recomendable (estable) para un determinado talud.

**Tabla 9.**  
*Métodos para el cálculo de la estabilidad de taludes.*

MÉTODO	SUPERFICIE DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERÍSTICAS
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobre determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerza	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. La inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria, esto último tiene implicancia en análisis de momentos el cual es similar al método de Bishop.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerza	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático suponiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.

MÉTODO	SUPERFICIE DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERÍSTICAS
Janbú simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerzas de cortante entre dovelas. La solución es sobre determinada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo Janbú utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los Factores de seguridad son bajos.

**Fuente:** (Ferrufino y Moreira, 2006, p.253).

#### **C.7.4. Estabilidad**

El terraplén (incluido su cimentación), debe ser estable bajo la construcción y en todas las condiciones de operación del embalse. Las pendientes de los paramentos deben ser, por tanto, suficientemente planas para asegurar que los esfuerzos internos y la cimentación permanezcan dentro de límites aceptables. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.25)

#### **C.7.5. Control de infiltración**

La infiltración dentro y debajo de la presa, debe ser controlada con la finalidad de prevenir: los desprendimientos, la erosión interna o externa y la migración de materiales finos (del núcleo u otras partes). Para los materiales del caso, el gradiente hidráulico, la presión y las velocidades de infiltración; deben restringirse a niveles aceptables. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.25)

La tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva (en el cuerpo de la presa o en su cimentación), son consecuencias directas de los efectos nocivos del flujo de agua. Asimismo, si el agua actúa como agente erosivo (causa indirecta) puede provocar la falla de la estructura, después de la aparición de grietas en las porciones impermeables de la cortina o rotura de conductos enterrados. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.83)



La carga hidráulica se disipa, cuando el agua fluye a través del suelo. De forma paralela, el inicio de la tubificación ocurre cuando el flujo de agua genera fuerzas erosivas capaces de empujar las partículas. (Juárez y Rico, 2011, p.606)

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación.

Es frecuente la tubificación en la cimentación del terraplén, ya que los suelos naturales poseen una estratificación muy errática con presencia de capas permeables.

#### **C.7.6. Protección de los taludes**

El talud aguas arriba se deberá proteger de la erosión originada por el oleaje, movimiento del hielo, etc; mientras que el talud aguas abajo será protegido de la acción erosiva de las lluvias, etc. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.25)

La defensa del paramento aguas arriba frente al movimiento de las olas, usualmente se logra a través de la incorporación de una capa de enrocamiento colocada a mano o a volteo. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.100)

Las ventajas de la cortina de enrocado son:

- a. Mayor flexibilidad, que le otorga resistencia a las condiciones más severas de deformación del terraplén.
- b. Rugosidad, que permite acortar significativamente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, y por consiguiente reducir el parámetro de bordo libre.
- c. Permeabilidad, que suprime la problemática de subpresión.
- d. Resistencia al movimiento de las olas.
- e. Simplicidad de reparación.

Es usual estimar dicha protección por una capa de enrocamiento a volteo de alrededor de 1 m, o por una capa de enrocamiento acomodado a mano de la mitad de espesor.

El espesor de la capa de enrocamiento, para una protección eficiente, debe ser tal que permita alojar el tamaño máximo de roca incluida, así como una transición gradual hasta la capa de filtro. Un espesor de capa entre 1.5 y 2 veces el diámetro de las rocas mayores es en general suficiente para cubrir ambos requisitos. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.102)

### **C.7.7. Obras de desagüe y auxiliares**

Se debe ser muy cuidadoso para garantizar que el desagüe u otras estructuras construidas dentro de la presa, no permitan el paso de agua infiltrada a lo largo de su perímetro con el riesgo de una migración de suelos y canalización. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.25)

## **D. Flujo de agua**

### **D.1. Introducción**

Los espacios vacíos, o poros, entre granos del suelo permiten que el agua discorra a través de ellos, debido a esto se debe conocer la cantidad de agua que fluye a través de dicho suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento es útil para diseñar presas de tierra, para determinar la cantidad de filtraciones debajo de estructuras hidráulicas y para desaguar cimentaciones antes y después de su construcción.

El flujo de agua como filtración es dañino y sumamente peligroso en obras civiles. Por consiguiente, en presas de tierras la filtración se constituye como una

de las causas de inestabilidad, debido a las fuerzas generadas dentro y por debajo de la propia estructura.

## D.2. Aspecto teórico

El cálculo del flujo de agua a través del suelo se determina con la aplicación de la ley de Darcy.

El flujo de agua en el suelo no es unidireccional, ni uniforme. Es por esta razón, que el flujo de agua subterránea se estima utilizando gráficas denominadas “redes de flujo”, las cuales se basan en la ecuación de continuidad de Laplace.

## D.3. Ley de Darcy

El flujo de agua se genera desde puntos con alta a baja energía, como consecuencia de la diferencia en el nivel del agua. En la figura 28 se aprecia la carga de presión, de posición y de velocidad. Asimismo, para estimar la relación entre ellos, se emplean piezómetros (tubos verticales abiertos) ubicados en los puntos 1 y 2. La altura del agua elevada en los piezómetros se denomina “nivel piezométrico”. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.42)

En 1975, Marsal y Reséndiz señalaron que el flujo de agua en un medio poroso cumple la ley de Bernoulli modificada (p.105):

$$\frac{p_1}{\gamma_w} + y_1 + \frac{\bar{v}_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma_w} + y_2 + \frac{\bar{v}_2^2}{2g} + \Delta h$$

**Ecuación 30.** Ley de Bernoulli modificada.

Donde:

$g$  : Aceleración de la gravedad.

$p_1$  y  $p_2$  : Presiones en dos secciones, 1 y 2, a lo largo de cierta trayectoria de flujo.

- $y_1$  y  $y_2$  : Elevaciones medias de las secciones 1 y 2 con respecto a un plano horizontal arbitrario.
- $\bar{v}_1$  y  $\bar{v}_2$  : Velocidades de flujo en las secciones 1 y 2.
- $\gamma_w$  : Peso volumétrico del agua.
- $\Delta h$  : Pérdida de carga hidráulica entre las secciones 1 y 2 debida a la viscosidad del agua.

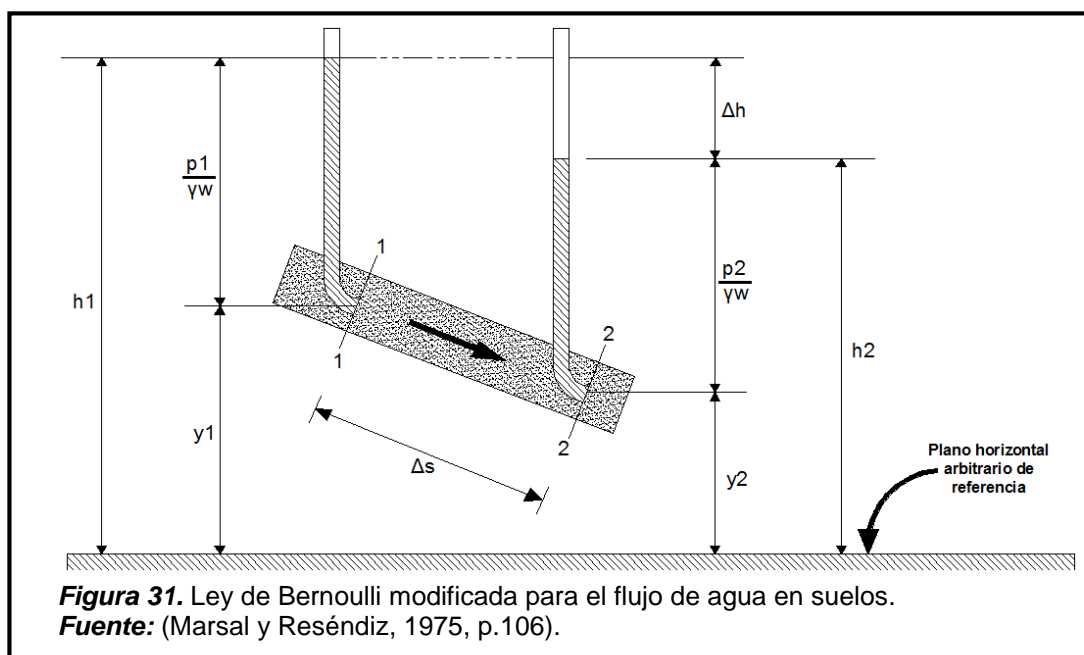
La suma de los tres primeros términos en cada miembro de la ecuación anterior se llama carga hidráulica total,  $h$ . Los términos individuales se llaman respectivamente, carga de presión, carga de posición y carga de velocidad. En todos los problemas prácticos de flujo de agua en suelos, la carga de velocidad es despreciable (v raramente es de orden mayor de 0.1 m/seg, por lo que  $v^2/2g$  es en general menor de 0.0005 m) y por tanto:

$$\frac{p_1}{\gamma_w} + y_1 = \frac{p_2}{\gamma_w} + y_2 + \Delta h$$

**Ecuación 31.** Ley de Bernoulli con carga de velocidad despreciable.

$$h_1 - h_2 = \Delta h$$

**Ecuación 32.** Pérdida de carga hidráulica.



Henri Philibert Gaspar Darcy (1856) propuso la siguiente ecuación empírica para calcular la velocidad del flujo de agua a través de un suelo:

$$v = k * i$$

**Ecuación 33.** Velocidad de descarga.

Donde:

- v = Velocidad de descarga (cm/s)
- k = Permeabilidad hidráulica del suelo (cm/s)
- i = Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico se define como la relación entre la pérdida de carga y la distancia existente entre dos puntos.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

**Ecuación 34.** Gradiente hidráulico.

Donde:

- $\Delta h$  = Diferencia de carga piezométrica entre dos secciones
- L = Distancia entre dos secciones

### D.3.1. El coeficiente de permeabilidad

La constante de proporcionalidad k en la ecuación 33 se denomina coeficiente de permeabilidad y puede interpretarse físicamente como la velocidad de descarga correspondiente a un gradiente hidráulico unitario. En la Tabla 10 se presentan los intervalos aproximados de k para diversos suelos. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.106)

**Tabla 10.**  
*Intervalo aproximado del coeficiente de permeabilidad k para diversos tipos de suelo.*

Tipo de suelo	Permeabilidad hidráulica, k (cm/s)
Grava media a gruesa	Mayor que $10^{-1}$
Arena gruesa a fina	$10^{-1}$ a $10^{-3}$
Arena fina, arena limosa	$10^{-3}$ a $10^{-5}$

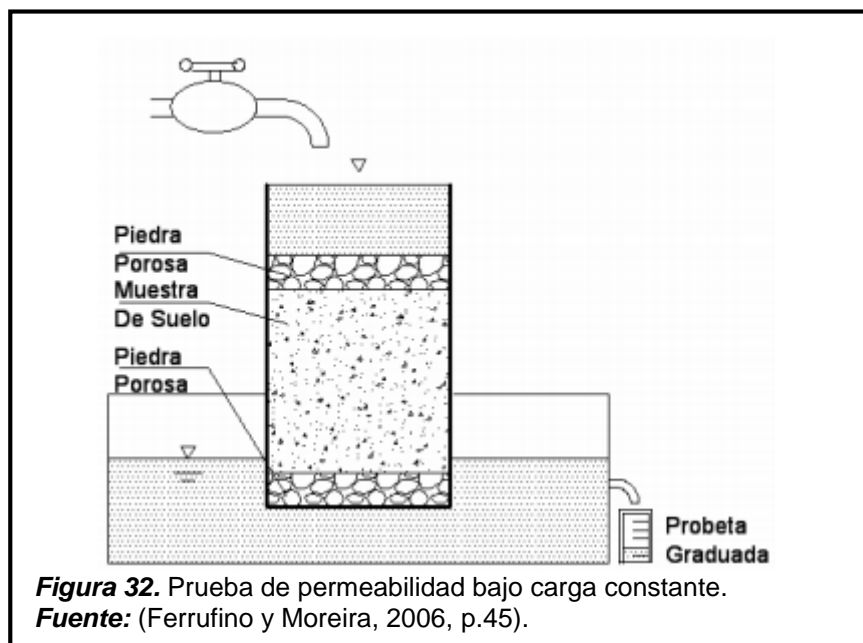
Tipo de suelo	Permeabilidad hidráulica, k (cm/s)
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	$10^{-4}$ a $10^{-6}$
Arcillas	$10^{-7}$ o menor

**Fuente:** (M. Das, 2012. p.26).

Las principales variables que afectan el coeficiente de permeabilidad de los suelos son: relación de vacíos, temperatura, estructura, estratificación y grado de saturación. De igual manera, la permeabilidad se encuentra influenciada por las propiedades intrínsecas del fluido. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.44)

En laboratorio, la permeabilidad hidráulica se determina a través de la prueba de carga constante o variable. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.45)

- a. Prueba de carga constante: Aplicado en suelos de grano grueso (Figura 32). Para el desarrollo del mismo, se fija el suministro de agua con la finalidad de mantener constante la diferencia de carga (entrada – salida) durante el periodo del ensayo. Después de obtener una tasa constante de flujo, se procede a recolectar el agua en una probeta graduada y anotar los intervalos respectivos de tiempo.



- b. Prueba de carga variable: Aplicado en suelos finos. Durante este ensayo (Figura 33), el agua de la bureta fluye a través de la muestra suelo en estudio. Se registra la diferencia de carga inicial ( $h_1$ ), correspondiente al tiempo  $t=0$ ; luego se deja fluir el agua con el propósito de obtener una diferencia de carga final ( $h_2$ ) en un periodo de tiempo  $t=t_2$ . La expresión que define la tasa de flujo ( $q$ ) del agua, en cualquier tiempo ( $t$ ) es:

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt}$$

**Ecuación 35.** Tasa de flujo según ensayo de prueba de carga variable.

Donde:

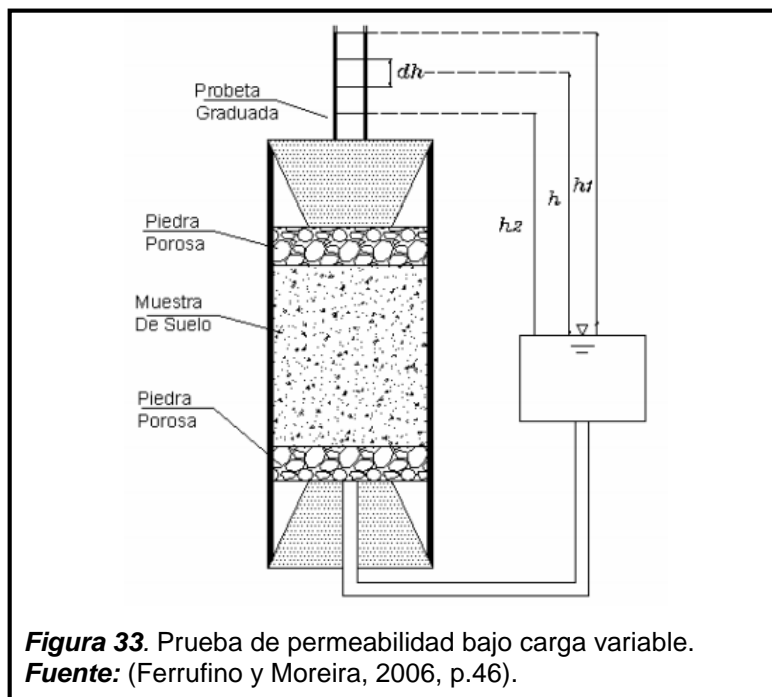
$a$  = Área de la sección transversal de la bureta.

$A$  = Área de la sección transversal de la muestra de suelo.

Reordenando la ecuación anterior resulta:

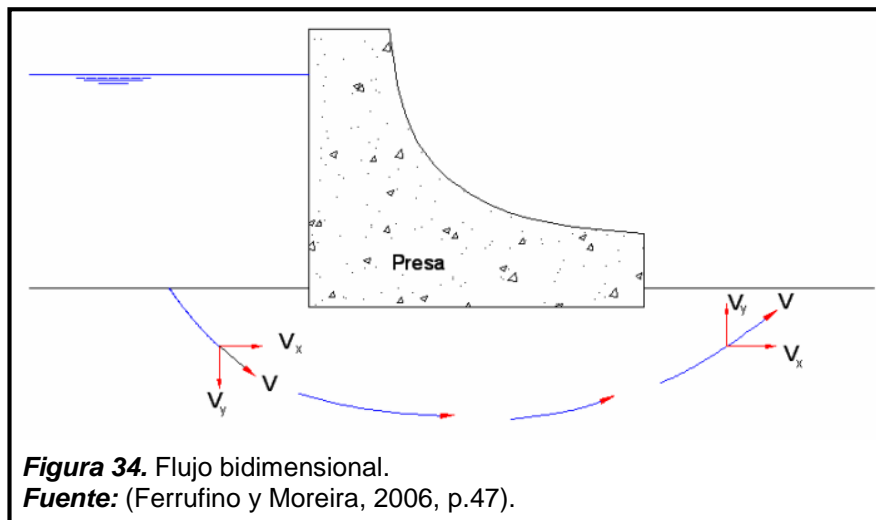
$$dt = \frac{aL}{Ak} \left( -\frac{dh}{h} \right)$$

**Ecuación 36.** Variación de carga según  $dt$ .



La infiltración, presente en presas y otras estructuras destinadas al almacenamiento de agua, es bidimensional. Esto significa, que los componentes de la velocidad (horizontal y vertical) varían de un punto a otro en la sección transversal de la masa de suelo.

Antes de elaborar la representación gráfica de un flujo bidimensional (red de flujo), se considerará inicialmente que la masa de suelo es homogénea e isotrópica, es decir  $K_h = K_v$ . (Ferrufino y Moreira, 2006, p.47)



#### D.4. Ecuación de Laplace

En la mayoría de los casos de filtración bajo estructuras hidráulicas, la trayectoria de flujo cambia de dirección y no es uniforme sobre toda el área. En esos casos, una manera de determinar la tasa de filtración es mediante una elaboración gráfica denominada red de flujo, que es un concepto basado en la teoría de la continuidad de Laplace. (Marsal y Reséndiz, 1975, p.106)

En 2006, Ferrufino y Moreira señalaron que las condiciones para obtener la ecuación de Laplace consisten en considerar un suelo permeable y flujo bidimensional (p.48). Cumplido lo anterior, la ecuación de continuidad viene dada por la siguiente expresión:



$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

**Ecuación 37.** Ecuación de continuidad.

Según la ley de Darcy ( $v = k * i$ ), se puede expresar las velocidades de descarga como:

$$v_x = k_x * \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{\partial \varphi}{\partial x}$$

**Ecuación 38.** Velocidad de descarga en la dirección X.

$$v_y = k_y * \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right) = \frac{\partial \varphi}{\partial y}$$

**Ecuación 39.** Velocidad de descarga en la dirección Y.

Donde:

$k_x$  y  $k_y$ : Permeabilidad en la dirección horizontal y vertical respectivamente.

$\varphi$ : Es función potencial tal que:

$$\varphi = -k * h$$

**Ecuación 40.** Función potencial.

Si  $k$ =constante, por lo tanto al sustituir la ecuación 40 (función potencial) en la ecuación 37 (ecuación de continuidad):

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0$$

**Ecuación 41.** Ecuación de Laplace para flujo bidimensional.

Dicha solución puede representarse geoméricamente mediante dos familias de curvas mutuamente ortogonales, una de las cuales está constituida por las

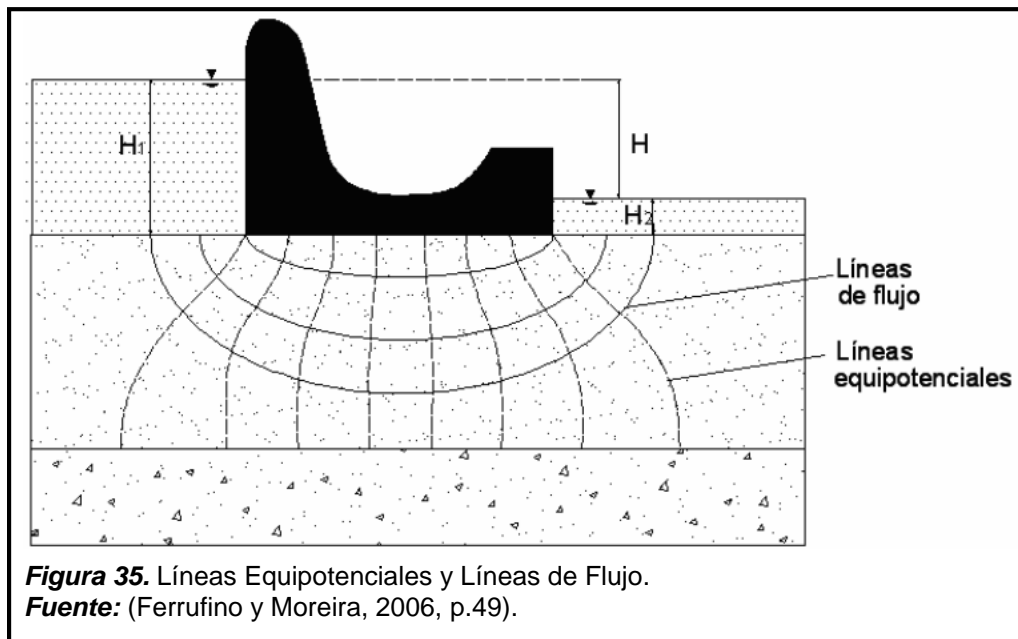
curvas de igual carga hidráulica o líneas equipotenciales ( $\varphi = \text{constante}$ ), y la otra por las líneas de corriente o de flujo. El conjunto de ambas familias de curvas se llama red de flujo.

## D.5. Flujo bidimensional

### D.5.1. Red de flujo

La ecuación de Laplace para flujo bidimensional (ecuación 41) en un medio isotrópico representa dos familias ortogonales de curvas: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.49)

En la figura 35 se presenta la familia de curvas ortogonales con su respectiva denominación.

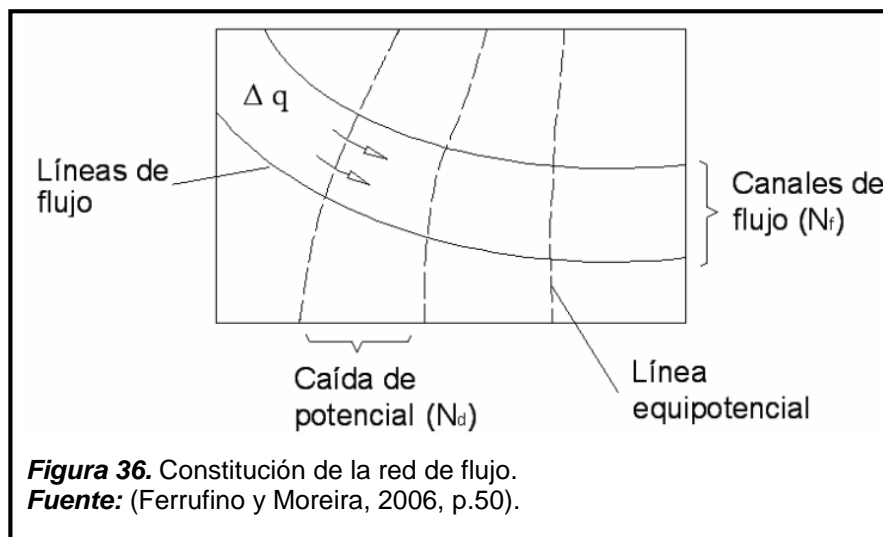


- Líneas de flujo: Línea que representa el recorrido de una partícula de agua desde la zona aguas arriba hacia aguas abajo a través de un suelo permeable.

- b. Líneas equipotenciales: Línea con carga potencial constante en todos sus puntos (recorrido).

La combinación de líneas de flujo y equipotenciales reciben el nombre de “Red de flujo”, su importancia radica en el cálculo del flujo de agua en un determinado medio.

Para completar la construcción gráfica de una red de flujo, se deben dibujar las líneas de flujo y equipotenciales de manera que las equipotenciales crucen a las de flujo según ángulos rectos. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.49)

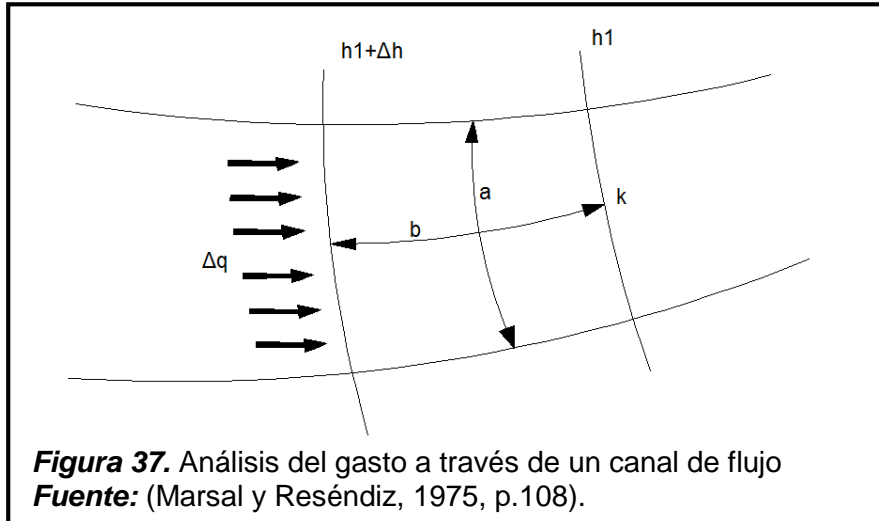


Los canales de flujo se forman a partir de dos líneas de flujo ( $N_f$  o  $n_f$ ). De manera similar, las caídas equipotenciales se forman de dos líneas equipotenciales ( $N_d$  o  $n_e$ ).

$$n_e = \frac{h}{\Delta h} \quad y \quad n_f = \frac{q}{\Delta q}$$

**Ecuación 42.** Elementos de una red de flujo.

Donde “q”, viene a ser el gasto total a través del canal de flujo y “h” es la diferencia de carga hidráulica entre equipotenciales extremas.



Los elementos de flujo formados serán aproximadamente cuadrados; esto quiere decir que la relación  $a/b = 1$ .

La pérdida de carga entre dos equipotenciales según la ecuación 42 es:

$$\Delta h = \frac{h}{n_e}$$

**Ecuación 43.** Pérdida de carga entre dos equipotenciales.

En un canal de flujo, el caudal viene dado por:

$$\Delta q = k \times \Delta h \times \frac{a}{b}$$

**Ecuación 44.** Caudal a través de un canal de flujo

Reemplazando la ecuación 43 en la ecuación 44 se tiene:

$$\Delta q = k \times \frac{a}{b} \times \frac{h}{n_e}$$

El caudal total a través de los canales de flujo es dada por:

$$q = n_f \times \Delta q = n_f \times k \times \frac{a}{b} \times \frac{h}{n_e}$$

Ordenando la anterior ecuación:

$$q = k \times h \times \frac{n_f}{n_e} \times \frac{a}{b}$$

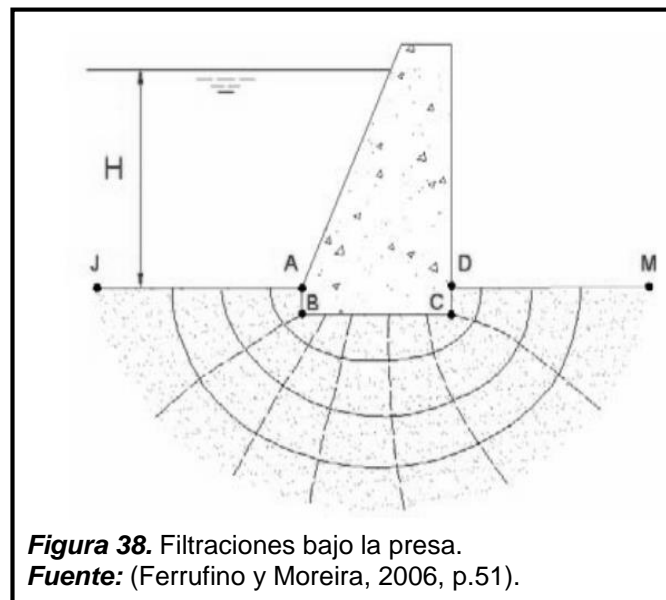
**Ecuación 45.** Caudal total a través de los canales de flujo.

### D.5.2. Redes de flujo en cimentaciones

Las presas construidas sobre suelos granulares permeables pueden padecer problemas de erosión interna en su material de fundación, debido a que el flujo se infiltra bajo la estructura y brota en la sección aguas abajo de la misma. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.51)

El flujo infiltrado a través cimentación de la presa, puede provocar la remoción de las partículas de dicha zona hacia la sección aguas abajo. Las causales de este suceso pueden ser:

- Carga hidráulica elevada en el embalse.
- Carga hidráulica en un periodo de tiempo prolongado.
- Presencia de material permeable en la cimentación, constituido por suelos granulares finos no cohesivos (arena, limos).
- Recorrido relativamente corto de las filtraciones bajo la base de la presa.



La figura 38 representa la red de flujo formada en la cimentación de una presa, constituida de un suelo isotrópico en toda su extensión ( $K_x = K_y$ ).

Al establecer como plano de referencia el fondo del embalse (asumido como horizontal) se aprecia que la energía del flujo al inicio de su infiltración en la cimentación, es igual a la carga  $H$ ; por lo tanto dicha carga corresponde a la equipotencial  $JA$ . Según el caso presentado en la figura 38, la energía es nula aguas abajo de la presa (debido a la ausencia de un tirante de agua en dicha zona), por consiguiente la equipotencial  $DM$  es nula. La energía del flujo infiltrado se va disipando gradualmente a lo largo del recorrido (líneas de corriente) entre las sucesivas líneas equipotenciales.

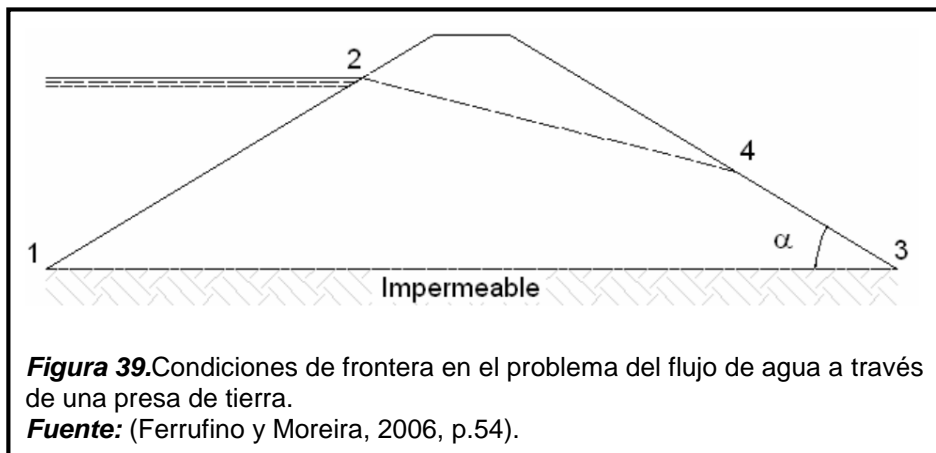
El gradiente hidráulico alcanza su máximo valor en la zona de la cimentación ubicada inmediatamente aguas abajo de la presa (punto  $D$ ). Por esta razón, en esta zona se produce la disipación de la energía total en un menor recorrido, aumentando el riesgo de arrastre de las partículas del suelo. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.52).

### **D.5.3. Redes de flujo en el cuerpo de la presa**

El flujo de agua a través de presas de tierra, resulta ser una de las temáticas estudiadas de mayor trascendencia para la aplicación de la teoría del flujo. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.53).

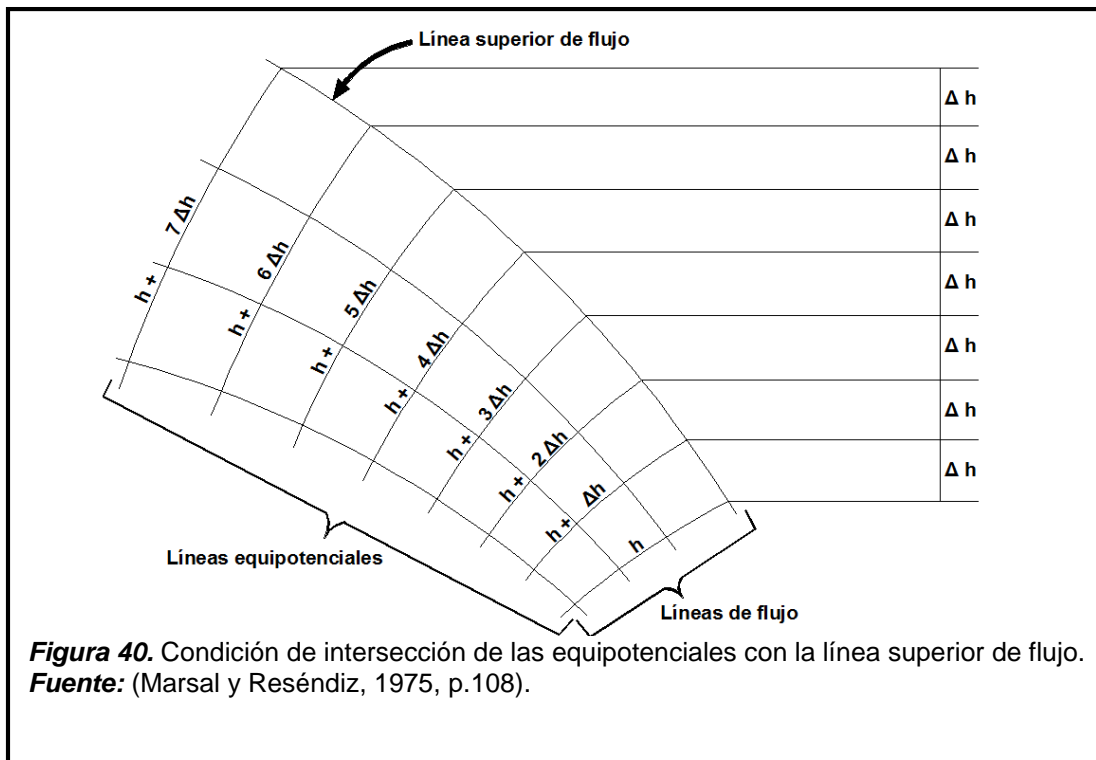
El flujo de agua a través de una presa de tierra produce los siguientes efectos:

- a. Pérdida de agua, la cual es de menor importancia y más sencillo de controlar o subsanar.
- b. Estado de presiones internas con componentes opuestas al efecto estabilizador del peso. Los materiales saturados, experimentan una disminución de su cohesión y resistencia al rozamiento.
- c. Arrastre de partículas de las zonas con materiales finos. Esto incrementa el riesgo de erosión interna progresiva (Sifonamiento).



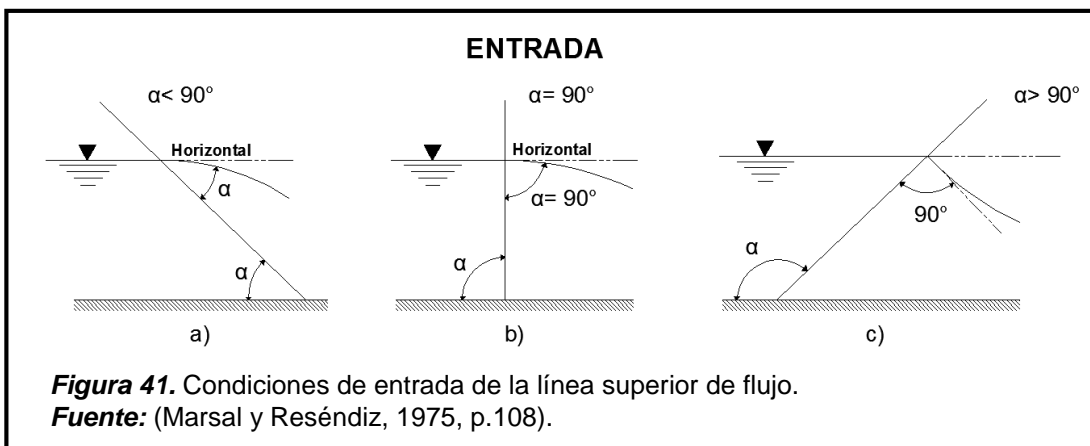
La presa de tierra (Figura 39), está constituida por un suelo homogéneo e isotrópico. La línea 1-2 es una equipotencial; mientras que aquella ubicada entre el suelo de una región impermeable y el material permeable del cuerpo de presa, es una línea de flujo (las líneas anteriores son de fácil y rápida identificación). La línea de flujo 2-4 (Línea de corriente superior o de saturación), establece la frontera de la zona saturada e insaturada. La primera, situada en la parte inferior, debe dicha característica al agua que fluye a través de ella; por su parte, la segunda situada en la parte superior, resulta de excluir la estrecha franja saturada por capilaridad. La forma de la línea de flujo 2-4 y la posición del punto 4 no se conocen a priori. Asimismo, la línea 3-4 (abierta al aire) se encuentra definida por la ubicación de este último punto 4.

La línea de corriente superior es una línea de flujo y equipotencial a la vez, debido a que todos los puntos poseen presión cero (o atmosférica, en la escala absoluta de presiones). Las líneas equipotenciales cortan a la línea de corriente superior en intervalos verticales iguales entre sí e iguales al intervalo  $\Delta h$  de la red (Figura 40).



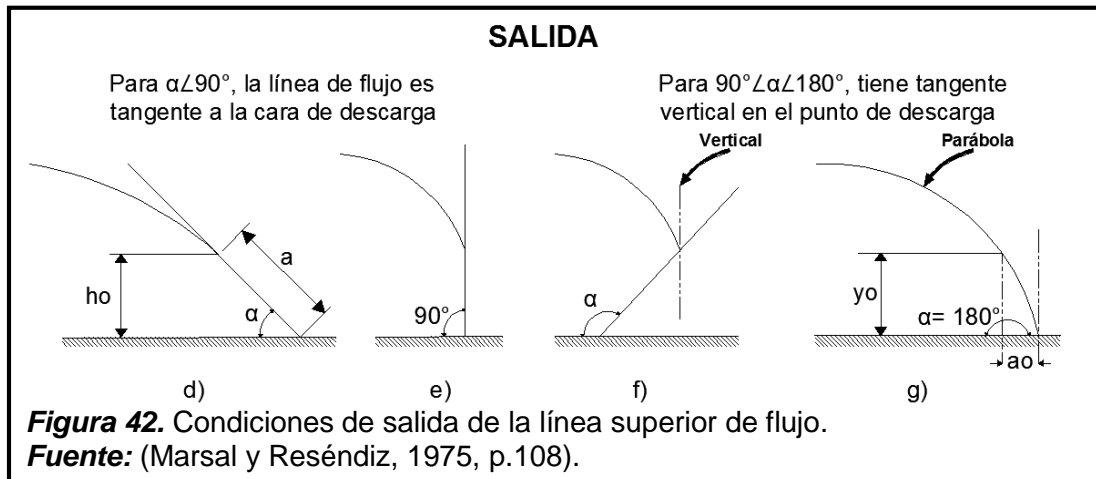
### D.5.3.1. Condiciones generales de entrada y salida de la línea de corriente superior

Considerando que la línea 1-2 es equipotencial (Figura 39), y la línea de corriente superior es de flujo; esto implica, que el ingreso de la segunda forma un ángulo de  $90^\circ$  con respecto a la primera. La entrada de la línea de corriente superior puede definir una trayectoria diferente si el talud aguas arriba se encuentra invertido ( $\alpha > 90^\circ$ ), tal como se aprecia en la Figura 41. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.55)





La condición de salida de la línea de corriente superior (Figura 39), depende del ángulo que el talud aguas abajo forma con la horizontal. Si el ángulo es menor o igual a  $90^\circ$  (Figura 42), la línea de corriente superior sale tangente al talud, siendo el punto 4 de tangencia. (Ferrufino y Moreira, 2006, p.56).



Si el talud aguas abajo es invertido ( $\alpha > 90^\circ$ ), lo cual es una condición posible en muchas presas de tierra (debido a la presencia de filtros y sistemas de drenaje), no se puede lograr que la red de flujo sean cuadrados y se cumpla la condición de igualdad de las caídas de potencial  $\Delta h$ .

#### D.5.4. Determinación de la línea de corriente superior

Todas las presas de tierra con presencia de flujo, poseerán línea de corriente superior. En ciertos casos, el flujo puede generarse exclusivamente a través de la cimentación.

El contorno de la red de flujo se define al determinar la línea de corriente superior, facilitando la obtención de las líneas restantes.

La geometría de la sección influye significativamente en el desplazamiento de la línea de corriente superior. Las líneas de corriente superior describen posiciones idénticas en suelos con permeabilidad relativa.

#### **D.5.4.1. Teoría de Dupuit.**

Fundamentos teóricos definidos en el apartado A.1.

#### **D.5.4.2. Teoría de A. Casagrande**

Fundamentos teóricos definidos en el apartado A.2.

#### **D.5.4.3. Teoría de Kozeny ( $\alpha = 180^\circ$ )**

Fundamentos teóricos definidos en el apartado A.3.

### **E. Sistemas de drenaje**

#### **E.1. Drenaje en presas de tierra**

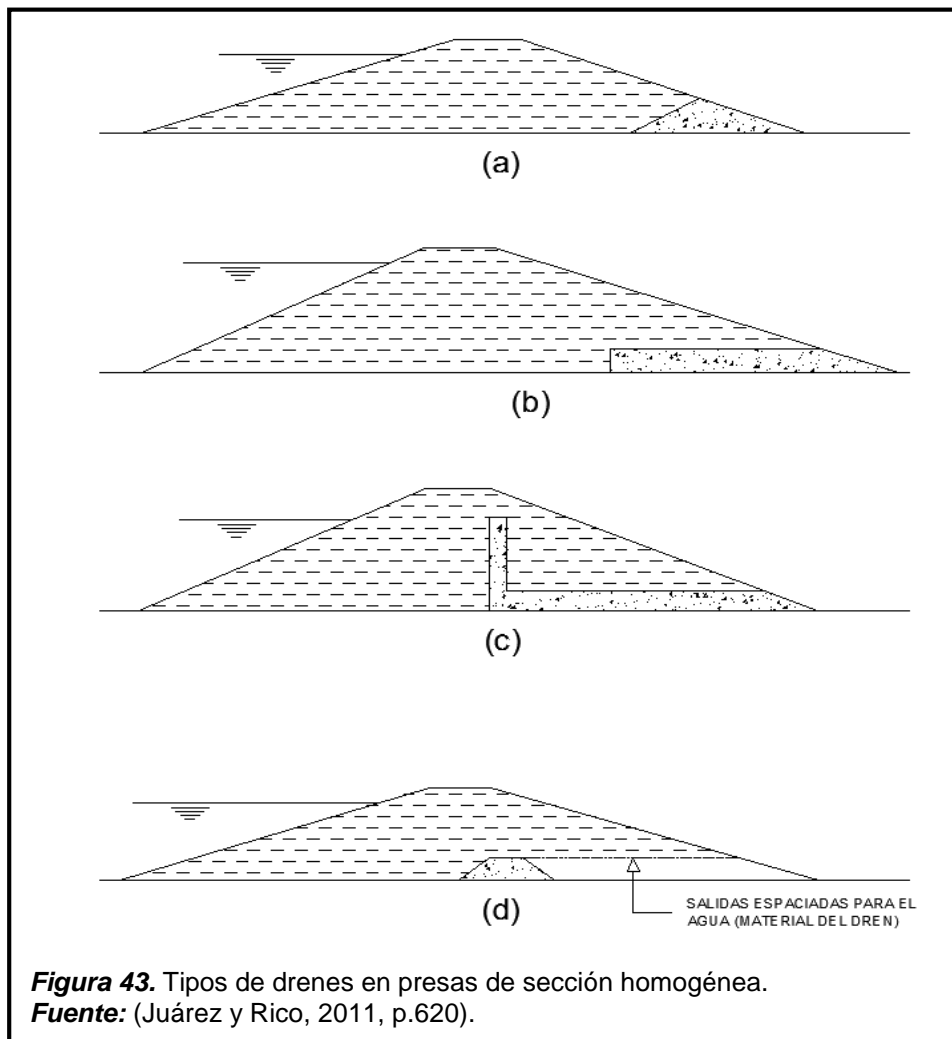
Los drenajes son las zonas con mayor permeabilidad de la presa. Estos elementos tienen como función: abatir la presión neutral del agua infiltrada (logrando un incremento de la presión efectiva, mejoras en la resistencia al esfuerzo cortante del material y aumento de la estabilidad); y controlar el caudal de infiltración a través de la cortina, impidiendo el arrastre del material constitutivo de la misma. (Juárez y Rico, 2011, p.620)

En las cortinas de sección homogénea, es de vital importancia el uso de drenes (o drenajes).

La efectividad de un dren depende de su localización y extensión, para mitigar la presión neutral en el agua; así como de la dotación de buenos filtros (transición entre la zona permeable e impermeable), para restringir los arrastres de material.

El diseño de los drenes está regido por: la permeabilidad del terreno de cimentación, la disposición de materiales permeables y la altura de la cortina. En la Figura 43, se presentan algunos tipos de drenes.

- a. Pie de enrocado (empleado en presas de pequeña altura).
- b. Horizontal (recomendable en presas de altura intermedia).
- c. Chimenea (corrige la problemática del cuerpo de presa estratificado por métodos constructivos, es decir permeabilidad horizontal mayor que la vertical).
- d. Drenes captadores verticales (con salidas espaciadas dentro de la cortina).



Un drenaje debe poseer una permeabilidad mínima 100 veces mayor que el material protegido.

Por procesos constructivos, las capas que componen un drenaje deben conservar los espesores mínimos establecidos. Según lo mencionado, en capas horizontales, el espesor mínimo será de 0.15 m para arena y de 0.30 m para grava; mientras que, en capas verticales o inclinadas, estos espesores deben ser mayores (es común usar 1.0 m). Frecuentemente se recomienda construir capas con anchos de 2.0 o 3.0 m. (Juárez y Rico, 2011, p.623)

## **E.2. Filtros en presas de tierra**

Cuando el agua circula por un suelo ejerce un efecto de empuje dinámico sobre las partículas sólidas, dicha fuerza es llamada filtración. Debido a la fuerza de filtración, las partículas tienden a moverse dentro de la masa del suelo, siendo dichas partículas impedidas por las partículas vecinas, pero eso no evita que tengan un pequeño desplazamiento. (Juárez y Rico, 2011, p.621)

Para ser eficiente, la permeabilidad de cualquier filtro debe ser mucho mayor que la del suelo que protege. Es aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo, pero usualmente se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 o más veces mayor. De forma experimental, se sabe que lo anterior se cumple si  $D_{15}(\text{del filtro}) \geq 5 D_{15}(\text{del suelo})$ . Donde  $D_{15}$  representa el diámetro por el cual solo pasa el 15% del peso de las partículas del suelo.

Además, los poros del filtro deben ser lo suficientemente finos para impedir el paso de las partículas del material protegido. De manera experimental, esta condición se cumple mediante la siguiente relación:  $D_{15}(\text{del filtro}) \leq 5 D_{85}(\text{del suelo})$ . (Marsal y Reséndiz, 1975, p.92)

Por lo tanto, las condiciones de permeabilidad y capacidad de retención del filtro a utilizar, se cumplen si las características granulométricas de este elemento y el suelo, satisfacen la siguiente expresión:

$$\frac{D_{15}(\text{del filtro})}{D_{85}(\text{del suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{del filtro})}{D_{15}(\text{del suelo})}$$

**Ecuación 46.** Rango de condiciones que debe cumplir la relación de materiales existentes en un sistema de filtro.

Las dimensiones de los filtros y las zonas de transición deben fijarse en atención a diversas consideraciones.

Recordando lo mencionado, para lograr mayor facilidad de construcción y para evitar las consecuencias de la contaminación, la altura de la capa de filtro debe ser como mínimo 1 metro.

## **F. Modelación hidráulica**

### **F.1. Introducción**

La complejidad de los fenómenos hidráulicos, dificulta el análisis y descripción total de los mismos. Frente a esta situación, la investigación a través de los modelos matemáticos y físicos pretende dar a conocer o explicar el comportamiento del agua en la Naturaleza, así como su interacción con las estructuras. (Rocha, 2003)

A pesar del uso de modelos numéricos y la asesoría de expertos, el grado de incertidumbre de un diseño puede ser significativamente elevado; siendo necesario recurrir a la construcción de un modelo a escala, que reproduzca de manera acertada el comportamiento real del prototipo.

Los modelos a escala, requieren un conocimiento profundo del objeto estudiado. Asimismo, deben ser capaces de reproducir adecuadamente los fenómenos y las variables que influyen sobre los mismos. (García, 2013, p.05)

## **F.2. Definición**

“El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo”. (Rojas, 2014)

El “modelo” se define como la esquematización de la realidad, hecha con propósitos de estudio. Tanto los modelos matemáticos como los físicos, representan esquematizaciones del mundo natural.

El término “prototipo” hace referencia a aquello que se va a estudiar en el modelo. De forma estricta, la denominación prototipo sólo debería referirse a aquello de lo que se va a construir muchos ejemplares iguales, estableciendo una relación modelo – prototipo. [En la presente investigación, la relación modelo – prototipo está orientada al conjunto de ensayos realizados a una sección transversal típica de presa con diferentes longitudes de drenaje horizontal]. (Rocha, 2003)

## **F.3. Modelo físico en obras hidráulicas**

Es la simulación física de un fenómeno hidráulico, ocurrido en una obra de ingeniería; y a su vez desarrollado en un sistema simplificado (semejante) que permite: visualizar, controlar las variables, validar el diseño de la obra y prevenir los efectos colaterales considerados durante la etapa de operación.

Según las características propias de los modelos, se pueden clasificar en:

### **F.3.1. Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo**

- a. Modelos geoméricamente semejantes: Su objetivo es conservar la semejanza de todas las variables geométricas mediante un único factor de escala (reducción o amplificación). Asimismo, se mantiene constante el valor de los ángulos entre el modelo y el prototipo. Dentro de este grupo tenemos: modelos de desarenadores, bocatomas, canales, presas, etc.
- b. Modelos geoméricamente distorsionados: Conservan la semejanza con el prototipo usando factores de escala diferentes para las dimensiones horizontales y verticales. Resulta necesario el uso de distorsiones, cuando el factor único genera una reducción considerable en las dimensiones verticales, originando efectos significativos en fuerzas despreciables en el modelo o inexistentes en el prototipo. Es usual emplear este tipo de modelos en estructuras marítimas.

### **F.3.2. Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno**

- a. Modelos de contorno fijo: La deformabilidad del contorno es irrelevante al fenómeno estudiado; por lo tanto, en el modelo se puede representar como indeformable o fijo. Se pueden citar como ejemplos: cursos naturales donde el fondo no experimente muchos cambios, canales revestidos, etc.
- b. Modelos de contorno móvil: Se utilizan cuando el objeto de estudio está influenciado por la movilidad y deformabilidad de la sección. Estos casos se presentan con frecuencia en mecánica fluvial y obras hidráulicas.

Por lo general, los modelos físicos son deseables para investigar configuraciones locales del flujo. (Rojas, 2014, p.71-73)

#### **F.4. Importancia y uso de los modelos físicos**

Los modelos matemáticos (capaces de describir los fenómenos en base a la solución numérica de ciertas ecuaciones) se encuentran limitados a casos con determinadas condiciones. Sin embargo, en la hidráulica muchos de los fenómenos no pueden ser descritos por procedimientos matemáticos, sobre todo si involucran la interacción con las partículas sólidas (ejemplo: transporte de sedimentos).

Frente a estas limitaciones, los modelos físicos se imponen como la principal herramienta técnica de apoyo, que favorece el estudio de fenómenos complejos o desconocidos (sin teorías o soluciones debidamente fundamentadas) para el diseño de estructuras hidráulicas en general.

Durante la fase previa a la construcción del prototipo, las ventajas del modelo físico radican en: la simplicidad de estudio y la adecuada utilización de los recursos económicos (a través de la optimización del prototipo a construir).

La importancia de la investigación en modelos físicos, radica en el campo de la hidráulica, en el cual su uso es más frecuente debido a que el cálculo hidráulico no ha alcanzado la técnica suficiente para sustituirlos. De esta manera, se consolida los beneficios del ensayo experimental.

#### **F.5. Semejanza hidráulica**

El costo involucrado en la realización del modelo a escala es muy reducido con respecto al presupuesto total de la obra. Además, con este proceso se obtienen grandes beneficios como la reducción de los costos de ejecución (debido a las mejoras en el diseño).

El problema radica en el criterio para reducir a escala el prototipo, de tal manera que el modelo asemeje el comportamiento del prototipo representado. Por



esta razón surge la “Semejanza Hidráulica”, la cual se define como la relación existente entre una misma magnitud física del prototipo y el modelo, expresado en las mismas unidades.

Se utiliza la variable  $\lambda_L$  para expresar la relación de semejanza. Así:

$$\lambda_L = \frac{L_P}{L_m}$$

**Ecuación 47.** Relación de semejanza

Donde:

$\lambda_L$ : Razón de semejanza entre dos longitudes de una misma medida en el prototipo ( $L_P$ ) y el modelo ( $L_m$ ).

## **F.6. Efectos de escala**

Los efectos de escala pueden presentarse en los modelos donde el factor de reducción adoptado hace posible que fuerzas insignificantes cobren importancia. Estas fuerzas se asocian, principalmente, con las fuerzas capilares derivadas de la tensión superficial y con las fuerzas viscosas o de fricción interna. Por ello, en el diseño del modelo deben considerarse determinados límites a fin de erradicar o minorar dichos efectos de escala. (Rojas, 2014, p.85)

## **G. Normativa**

La normalización es la actividad que consiste en la elaboración, difusión y aplicación de las normas técnicas, orientadas a establecer las características de calidad que deben reunir los productos, procesos o servicios.

### **G.1. Normas ASTM**

Fundada en 1898. ASTM International (American Society for Testing and Materials) es una de las organizaciones internacionales de desarrollo de normas

más grandes del mundo; está entre los mayores contribuyentes técnicos del ISO, y mantiene un sólido liderazgo en la definición de los materiales y métodos de prueba.

Estas normas son utilizadas y aceptadas mundialmente. Abarcan áreas tales como: metales, pinturas, plásticos, textiles, petróleo, construcción, energía, medio ambiente, servicios médicos y productos electrónicos.

## G.2. Normas NTP

Las Normas Técnicas Peruanas son documentos que establecen las especificaciones de calidad de los productos, procesos y servicios.

Corresponde a la Comisión de Reglamentos Técnicos y Comerciales (CRT) del INDECOPI, en su calidad de Organismo Peruano de Normalización, aprobar y poner a disposición las Normas Técnicas Peruanas (NTP).

**Tabla 11.**

*Ensayos de suelos y agregados con su normativa correspondiente.*

<b>ENSAYOS</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>ASTM</b>	<b>NTP</b>
Suelos	Contenido de humedad	D2216	339.127
Suelos	Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado	D-422	339.128
Suelos	Gravedad específica de sólidos	D-854	339.131
Agregados	Gravedad específica y absorción del agregado fino	C-128	400.021
Agregados	Gravedad específica y absorción del agregado grueso	C-127	400.022
Agregados	Peso unitario del agregado global (suelto y varillado)	C-29	400.017
Suelos	Próctor modificado	D-1557	339.141
Suelos	Permeabilidad de suelos granulares (carga constante)	D-2434	339.147
Suelos	Corte directo	D-3080	339.171
Suelos	Consolidación unidimensional de los suelos	D-2435	339.154

**Fuente:** Elaboración propia.

## **H. Vulnerabilidad**

Desde el punto de vista físico, se exponen diferentes niveles de vulnerabilidad y riesgo, como son: el grado de exposición de los elementos y los niveles de pérdida que representan sobre las actividades que se desarrollan o puedan desarrollarse.

Los niveles de vulnerabilidad se pueden identificar mediante el Mapa de Vulnerabilidad Física del Perú, elaborado por el MINAM en base a las condiciones físicas naturales del territorio (susceptibilidad física) y los procesos de orden natural (peligros naturales).

Con respecto a la susceptibilidad física, las variables interpretadas y analizadas son: suelos, geología, litología, vegetación, clima (solo con el dato de precipitación).

Por otro lado, dentro del proceso de orden natural, los principales peligros naturales que aquejan nuestro territorio son: aluviones, lluvias torrenciales, inundaciones, heladas, sequías, granizadas, movimientos sísmicos, huaicos, derrumbes, deslizamientos, maremotos, maretazos, tsunamis y erupciones volcánicas.

## **I. Seguridad en presas**

### **I.1. Introducción**

Los estándares para la designación de los criterios de seguridad en presas, están basados en: eventos catastróficos, daños al medio ambiente, incidentes, pérdidas de vías y bienes.

Mantener la seguridad de la presa y sus obras auxiliares, es prioridad de la entidad ejecutora del proyecto y su equipo técnico; ambos deben poseer técnicas y metodologías de ingeniería en el diseño, construcción, operación, control y mantenimiento.

## **I.2. Seguridad durante la etapa de diseño**

Durante la preparación del proyecto, el profesional a cargo deberá considerar ciertos aspectos en el control de la seguridad.

- Determinar el grado de seguridad del diseño, mediante la estimación de sucesos futuros producidos por las diversas fuerzas externas que intervienen sobre las estructuras.
- Prever metodologías para corregir potenciales anomalías, e incluir accesos a todas las áreas críticas y componentes estructurales (con el fin de reparar o reconstruir dichas zonas).
- Incluir y mejorar las condiciones de evacuación aguas abajo del embalse.
- Estimar los posibles daños (a vidas, propiedades, etc) y uso actual del suelo en el área inundable de la presa.
- Determinar el plan de acción ante sismos, dependerá de: aspectos determinísticos (geología regional, sistemas de fallas, distancia a la obra, etc) y aspectos estadísticos (eventos registrados e históricos, distribución de epicentros por área, correlación con estructuras geológicas, etc).
- Verificar los criterios del proyecto a través de: la compatibilización de los datos iniciales, precisión en los resultados de ensayos, fiabilidad de los métodos de análisis, conformidad con la normativa existente, entre otros.
- Verificar las cargas y combinaciones actuantes de las mismas en casos normales, eventuales y extremos. Asimismo, justificar los coeficientes de seguridad adoptados en tales condiciones.
- Verificar la estabilización de la cimentación según la naturaleza y calidad de sus materiales constituyentes con respecto al tipo de estructura.

- Revisar las especificaciones de los métodos constructivos, con la finalidad de evitar que los materiales pierdan sus características de diseño.
- Verificar los potenciales hidráulicos y las presiones intersticiales, generadas por las carga del embalse en la cimentación (a fin de evitar problemas de percolación y subpresión). Estos valores deben ser considerados en los cálculos de estabilidad de la presa y contrastados con los datos medidos por la instrumentación.

### **I.3. Seguridad durante la etapa de construcción**

- Las técnicas constructivas y los materiales de construcción deben superar o igualar lo especificado en la etapa de diseño.
- La entidad encargada del proyecto deberá asegurar que el contratista cuente con la experiencia técnica requerida para la ejecución de este tipo de obras a fin alcanzar y/o superar los estándares de calidad especificados.
- Supervisión perenne y rigurosa de los trabajos, así como un apoyo técnico constante de los especialistas.
- La ratificación y/o modificación de los parámetros de diseño durante la etapa de construcción, deberá ser verificado y/o aprobado exclusivamente por los proyectistas.
- Disposición de los planos del proyecto, así como un informe detallado de los procesos constructivos de las estructuras; con la finalidad de absolver consultas.
- Inspección periódica de los distintos sectores de la presa, para la detección temprana de cualquier anomalía visible y su pronta solución.

### **I.4. Seguridad durante la etapa de operación**

La operación (o funcionamiento), es una etapa de sumo riesgo; y por ende, la que exige mayor intensidad de controles.

- Realización de un organigrama interno, donde se encuentren estipulados las responsabilidades jerárquicas durante el primer llenado del embalse.
- Disposición de la infraestructura para la movilización y comunicación entre los integrantes responsables del primer llenado.
- Previsión de las acciones necesarias (interrupción del llenado y descarga del mismo) frente a los posibles contratiempos durante el llenado del embalse.

### **I.5. Seguridad durante la etapa de control y mantenimiento**

Para consolidar la viabilidad, continuidad y seguridad de la presa (incluida sus estructuras anexas), son de vital importancia los procedimientos de mantenimiento y vigilancia.

### **I.6. Análisis de riesgo**

En la siguiente tabla, se contempla el análisis de riesgos y medidas preventivas para la atención de contingencias, con el fin de determinar el grado de afectación en relación con los eventos de carácter técnico, accidental y/o humano. Conviene establecer que existen diversos agentes (naturales, técnicos y humanos), que podrían aumentar la probabilidad de ocurrencia de alguno de los riesgos identificados.

**Tabla 12.**  
*Riesgos previsible en la zona de influencia del proyecto.*

<b>Riesgos</b>	<b>Localización</b>	<b>Medidas preventivas</b>
Movimientos sísmicos	Generación de sismos de mayor o menor magnitud, que puedan generar desastres y poner en peligro la vida de los trabajadores	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cumplimiento de las normas de seguridad industrial.</li> <li>- Coordinación con las entidades de socorro de los distritos y la participación en las prácticas de salvamento que estas programen.</li> <li>- Señalización de rutas de evacuación, y divulgación sobre la localización de la región en una zona de riesgo sísmico.</li> </ul>

<b>Riesgos</b>	<b>Localización</b>	<b>Medidas preventivas</b>
Fallas de estructuras	Estribos, cimentación, estructuras de desvío y puentes	Llevar un control adecuado, tanto de la calidad de los materiales utilizados, como de los procesos constructivos.
Derramamiento de combustibles	Lugares de almacenamiento y manipulación de combustibles	Los lugares de almacenamiento deben de cumplir con todas las normas de seguridad industrial.
Incendios	Lugares de almacenamiento y manipulación de combustibles	Cumplimiento riguroso de las normas de seguridad industrial en lo relacionado con el manejo y almacenamiento de combustibles.
Accidentes laborales	Se pueden presentar en todos los frentes de la obra	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cumplimiento riguroso de las normas de seguridad industrial.</li> <li>- Señalización clara que avise al personal y a la comunidad al tipo de riesgo al que se someten.</li> <li>- Cerrar con cintas reflectivas, mallas y barreras, en los lugares de más probabilidades de accidente.</li> </ul>
Fallas en el suministro de insumos	Todo el Proyecto puede verse afectado	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contar con varios proveedores en diferentes lugares.</li> <li>- Mantener una sobre existencia razonable en los lugares de almacenamiento para subsanar una carencia de suministro, mientras el proveedor se normaliza o se utiliza uno diferente.</li> </ul>
Paro cívico	Cualquier parte del Proyecto podría verse afectado	Estableciendo una adecuada comunicación entre la entidad encargada del proyecto, el contratista, la supervisión, los trabajadores y las comunidades locales.
Huelga de trabajadores	Cualquier parte del Proyecto podría verse afectado	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cumplir con rigurosidad las normas de trabajo establecidas por la legislación peruana.</li> <li>- Garantizar buenas condiciones físicas y psicológicas en el trabajo.</li> <li>- Mantener una buena comunicación entre los trabajadores y el contratista.</li> </ul>

Riesgos	Localización	Medidas preventivas
Epidemias	Campamentos y pueblos cercanos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Adelantar continuamente campañas educativas de prevención de enfermedades infectocontagiosas, venéreas y las producidas por agua o alimentos contaminados o descompuestos.</li> <li>- Revisión médica periódica de los trabajadores vinculados al Proyecto.</li> </ul>

**Fuente:** S&Z Consultores Asociados S.A.

## **J. Impacto ambiental**

### **J.1. Introducción**

El área de influencia directa se considera como aquella en la cual se desarrollarán directamente las actividades propias del proyecto a ejecutar, y donde se manifestarán los impactos ambientales en forma inmediata.

El área de influencia indirecta es aquella en la cual se manifiestan los efectos (positivos y negativos) de las obras a construir en un plazo mayor, y en donde se manifestarán los efectos socio-económicos y ambientales del proyecto a ejecutar.

### **J.2. Área de influencia directa (AID)**

El área de influencia directa es definida con base a los alcances máximos de los impactos directos sobre el ámbito físico, biológico y social, limitados a las áreas de trabajo donde se ejecutarán las obras.

Áreas de afección permanente: Área de inundación, alternativas viales proyectadas.

Áreas de afección temporal: canteras, depósitos de desmonte, campamento de obra.



### J.3. Área de influencia indirecta (AII)

Es el espacio físico en el cual un componente ambiental afectado directamente, afecta a su vez a otros componentes ambientales no relacionados con el proyecto aunque sea con una intensidad mínima.

Como es el caso de áreas de conservación natural, cuencas hidrográficas aledañas, bosques, entre otros.

### J.4. Identificación de impactos ambientales

Para la identificación de los impactos ambientales será necesaria la previa determinación de las acciones impactantes y los factores ambientales impactados; esto se hará mediante la elaboración de listados, mediante la comparación con proyectos similares o mediante la experiencia del consultor en este tipo de proyectos.

**Tabla 13.**

*Listado de factores impactados.*

MEDIO	FACTOR	COMPONENTE
FÍSICO	Atmósfera	Ruido
		Gases
		Polvo
	Suelo	Relieve
		Compactación
		Contaminación
		Materiales de Construcción
	Agua	Cantidad
		Calidad
		Régimen Hídrico
		Escorrentía superficial
	Procesos	Eutroficación
		Erosión
		Sedimentación
		Estabilidad
	Paisaje	Vista Panorámica
		Naturalidad
Estética		

MEDIO	FACTOR	COMPONENTE
BIÓTICO	Flora	Hábitat
		Cobertura vegetal
		Pastizales
	Fauna	Hábitat
		Especies y Poblaciones en General
		Biomasa
	Procesos Ecológicos	Movilidad de especies
Pautas de Comportamiento		
SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL	Uso del territorio	Pérdida de suelo
		Cambio de Uso
		Uso Agrícola
	Infraestructura	Sistema Vial
		Viviendas
	Humano	Molestias
		Bienestar
		Generación de Conflictos
		Seguridad
	Económico	Empleo temporal
		Empleo Permanente
		Bienes y Servicios
		Producción Agrícola
		Actividades Inducidas

**Fuente:** Elaboración propia.

## 2.4. Definición de términos básicos

**a. Sistema de drenaje:** Aquel sistema que permita reducir la presión del agua en el cuerpo de la presa, aumentando la estabilidad e impidiendo el arrastre del material a través de la canalización del flujo de agua.

**b. Modelamiento físico – bidimensional:** Es la simulación física en dos dimensiones de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además de permitir confirmar la validez del diseño de la obra, su optimización o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma.

- c. Presa de material homogéneo:** Tipo de presa de secciones compuesta total o casi totalmente por un solo material. Este tipo de presas es el más antiguo históricamente hablando y aún se utiliza hoy en obras chicas o en casos en que en el sitio de la construcción no existe más que un material económicamente disponible.
- d. Caudal de infiltración:** Cantidad de agua que fluye entre las capas permeables del suelo siendo parte de este arrastrado debido a su intensidad.
- e. Red de flujo:** Es una representación diagramática de las líneas de corriente y equipotenciales del escurrimiento del agua en medios porosos.
- f. Compactación:** Proceso realizado generalmente por medios mecánicos por el cual se obliga a las partículas del suelo a ponerse más en contacto con otras, mediante la expulsión del aire de los poros, lo que implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, lo que produce en el suelo cambios de volumen de importancia.
- g. Semejanza geométrica:** Es aquella en la cual se conserva la semejanza de todas las variables geométricas, donde el único factor de reducción o amplificación, es el llamado escala, de todas las magnitudes geométricas y las que se derivan de ellas, además de la igualdad de ángulos correspondientes entre el modelo y el prototipo.
- h. Material granular:** Es aquel que está conformado por un conjunto de partículas sólidas lo suficientemente grandes sin cohesión ni plasticidad alguna, por lo cual la fuerza de interacción entre ellas, es la de fricción.
- i. Erosión interna:** Es un proceso en el cual las fracciones más pequeñas de un suelo, son arrastradas a través de los poros o intersticios de las fracciones más grandes.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

### **3.1. Tipo y Diseño de Investigación**

#### **3.1.1. Tipo de investigación**

Cuantitativa - Tecnológica, ya que se orienta a la medición de caudales de infiltración a través de una presa de material homogéneo y compactado. Asimismo, incorpora el uso de software para verificar la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos.

#### **3.1.2. Diseño de investigación**

Experimental (Cuasi – Experimental), ya que incorpora el trabajo de campo y gabinete. El primero enfocado en la realización de ensayos en los Laboratorios (Estudio de Materiales, Suelos y Pavimentos e Hidráulica) y el segundo basado en el manejo de distintos software (Slide, Slope/W, Seep/W y Plaxis).

### **3.2. Población y Muestra**

#### **3.2.1. Población**

Sistemas de drenaje en presas de material homogéneo.

#### **3.2.2. Muestra**

Sistema de drenaje tipo horizontal. Realización de 30 modelamientos hidráulicos: 5 ensayos sin sistema de drenaje y 5 por cada longitud de diseño asumida (5, 10, 15, 20 y 25 cm).

### **3.3. Hipótesis**

La longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal influye en el aumento significativo del caudal de infiltración en el modelamiento físico bidimensional en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado.

### **3.4. Variables**

#### **3.4.1. Variable independiente**

Presa de material homogéneo y compactado, sistema de drenaje tipo horizontal, material granular.

#### **3.4.2. Variable dependiente**

Coefficientes de corrección (teórico / software).

### 3.5. Operacionalización

**Tabla 14.**

*Cuadro de operacionalización de variables independientes.*

VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES	SUB - INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
Presa de material homogéneo y compactado	Diseño de la sección transversal de la presa	Estructura de la presa homogénea (Partes)	Altura de la presa	m	Observación y análisis de documentos	Guía de observación – Análisis de documentos	Bibliografía consultada: Manual de la Bureau of Reclamation.
			Talud aguas arriba	1/H			
			Talud aguas abajo	1/H			
			Bordo libre	m			
			Ancho de corona	m			
Sistema de drenaje tipo horizontal	Diseño del sistema de drenaje	Granulometría del material	D <sub>15</sub> del sistema de drenaje	mm	Observación y análisis de documentos	Guía de observación – Análisis de documentos	Ensayo de granulometría de los materiales constituyentes del cuerpo y drenaje de la presa.
			D <sub>15</sub> y D <sub>85</sub> del cuerpo de la presa	mm			
Material granular	Cimentación y cuerpo de la presa	Arena gruesa	Distribución granulométrica	mm	Observación y análisis de documentos	Guía de observación – Análisis de documentos –	Formatos y ensayos en el laboratorio de mecánica de
			Peso específico	Kg/m <sup>3</sup>			

VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES	SUB - INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
			Peso unitario suelto	Kg/m <sup>3</sup>		Recolección de datos	suelos de la USS. Bibliografía consultada: "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones" (Braja M. Das) - Normativa del NTP.
			Peso unitario compactado	Kg/m <sup>3</sup>			
			Máxima densidad seca	Kg/m <sup>3</sup>			
			Óptimo contenido de humedad	%			
			Ángulo de fricción	Grados			
			Coefficiente de permeabilidad	cm/s			
	Sistema de drenaje tipo horizontal	Confitillo	Distribución granulométrica	mm			
			Peso específico	Kg/m <sup>3</sup>			
			Peso unitario suelto	Kg/m <sup>3</sup>			
			Peso unitario compactado	Kg/m <sup>3</sup>			
			Ángulo de fricción	Grados			
			Coefficiente de permeabilidad	cm/s			

**Fuente:** Elaboración propia.



**Tabla 15.***Cuadro de operacionalización de variable dependiente.*

VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES	SUB - INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
Coeficientes de Corrección (Teórico / Software)	Caudal de infiltración	Experimental	Equipo de Drenaje	cm <sup>3</sup> /s	Observación y análisis de documentos	Guía de observación – Análisis de documentos – Recolección de datos	Formato de medición de caudales.
		Teórico	Fórmulas	cm <sup>3</sup> /s			
		Software	Seep / W	cm <sup>3</sup> /s			

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.6. Abordaje metodológico, técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### 3.6.1. Abordaje metodológico

- a. **Deductivo:** Porque una vez definidas las variables dependientes e independientes y sus respectivos indicadores, se infirió la hipótesis y determinó la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal para un modelamiento físico bidimensional en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado.
- b. **Inductivo:** Porque después de haber culminado con éxito el desarrollo de la presente investigación, la cual implicó un proceso basado en el análisis y aplicación del Manual de Pequeñas Presas (Bureau of Reclamation – USA) complementado con estudios de laboratorio; se determinó la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal para un modelamiento físico bidimensional en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado
- c. **Análisis:** Porque se tuvo como objeto de estudio la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado, el mismo que fue descompuesto mediante la manipulación de las variables independientes de la presente investigación; y así se logró conocer sus riesgos y ventajas.
- d. **Síntesis:** Porque una vez analizada la influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado, se propuso factores de corrección para los datos brindados por las formulas (teoría) y los software.

### 3.6.2. Técnicas de recolección de datos

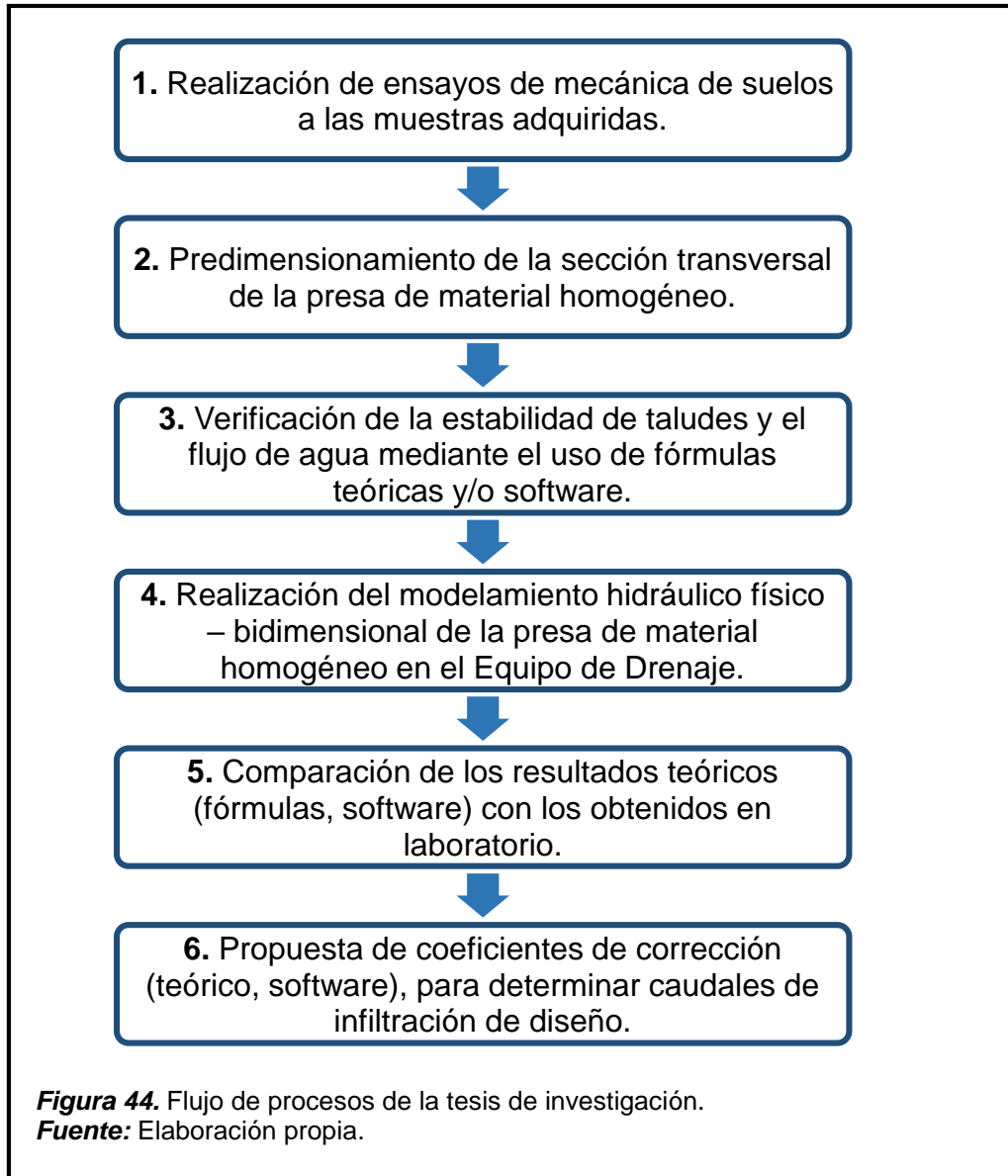
- a. **Observación:** Se estudió la influencia de distintas longitudes de diseño para un sistema de drenaje tipo horizontal en presas de material homogéneo no cohesivo y compactado mediante un modelamiento físico bidimensional realizado en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Señor de Sipán, del cual se obtuvieron datos parciales experimentales de igual manera se logró apreciar el comportamiento y las características del flujo de agua en su recorrido a través del cuerpo de presa.
- b. **Análisis de documentos:** Se recopiló, analizó y seleccionó información relacionada con el tema de investigación la cual se adquirió de libros, tesis, revistas, artículos, normas, etc.

### 3.6.3. Instrumentos de recolección de datos

- a. **Guía de observación :** Se empleó formatos de recopilación de datos, a fin de registrar los resultados obtenidos según cada ensayo realizado en laboratorio, para ello se tuvo que revisar previamente ciertas normas técnicas adecuadas las cuales nos facilitaron este proceso.
- b. **Guía de documentos:** Se empleó como guía de documentos, las normativas ASTM y NTP; las cuales establecen especificaciones adecuadas en cuanto a la ejecución de ensayos de laboratorio a fin de obtener resultados confiables.

### 3.7. Procedimientos para la recolección de datos

#### 3.7.1. Diagrama de flujo de procesos



#### 3.7.2. Descripción de procesos

**A.** Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas.

## A.1. Muestras de suelos

### A.1.1. Procedencia

Las muestras de suelo se obtuvieron de la cantera artificial (distribuidora) “Agregados Gamarra” ubicado en la Carretera Pimentel Km 3.5 frente a la Universidad César Vallejo. El lugar de procedencia (punto de extracción – cantera natural) de las muestras de suelo y las cantidades adquiridas se detallan en la Tabla 16.

Tabla 16.

*Canteras de procedencia de las muestras de suelo.*

Muestra de Suelo	Cantera Natural	Cantidad Adquirida
Arena gruesa	“La Victoria” – Pátapo	1.00 m <sup>3</sup>
Confitillo	“Tres Tomas” – Ferreñafe	0.25 m <sup>3</sup>

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 45.** Vista satelital de las canteras “Tres Tomas” y “La Victoria”.

**Fuente:** (Google Earth, 2017).

## A.1.2. Preparación

### a. Arena gruesa

La totalidad de la arena gruesa adquirida, presentaba materia orgánica (restos de ramas, hojas secas, entre otros) y partículas de mayor tamaño en su composición; este fue el motivo por el cual se le efectuó un tamizado previo con una malla metálica de  $\frac{1}{4}$ ".



**Figura 46.** Tamizado de la arena gruesa con malla metálica de  $\frac{1}{4}$ ".

Después del tamizado, se dividió el material en 2 grupos: el primero, se conservaría y ensayaría en el laboratorio para determinar sus propiedades; mientras que el segundo, sería sometido inicialmente a un lavado y luego a lavados sucesivos a través de la malla N° 40.



**Figura 47.** Arena sometida a un lavado, sin tamiz.

La arena con un lavado aún presentaba considerable porción fina en su composición, además su principal desventaja radicaba en la turbidez generada cuando se ponía en contacto con el agua.

La siguiente alternativa resultó más eficaz, ya que luego de someter la arena gruesa a lavados sucesivos a través de la malla N° 40, el porcentaje de finos se redujo y se logró mantener el agua con apariencia cristalina luego de ponerlos en contacto (factor muy relevante, ya que se busca apreciar el comportamiento del fluido en el modelamiento físico – bidimensional).



**Figura 48.** Arena sometida a lavados sucesivos a través de la malla N° 40.



**Figura 49.** Apariencia del agua en contacto con la arena, antes (turbia) y después (cristalina) de los lavados sucesivos.

La arena sin lavar, se utilizó como estrato inferior de la cimentación de presa; mientras que aquella con un solo lavado fue descartada. Asimismo, se tuvo que habilitar y determinar las propiedades de la arena con lavados sucesivos, ya que ésta formaría parte del estrato superior de la cimentación y principal constituyente del cuerpo de la presa.

#### **b. Confitillo**

Se analizó una muestra representativa del confitillo tal cual fue adquirido, los resultados arrojados mostraban una pequeña cantidad de partículas retenidas en la malla 3/8" y un porcentaje considerable que pasaba la malla N° 4.

Considerando lo anteriormente mencionado, se tamizó la totalidad del confitillo, descartando todas las partículas retenidas en la malla 3/8" y aquellas que pasaban la malla N° 4. Asimismo, se procedió con su respectivo lavado a fin de eliminar finos y cualquier impureza existente.





**Figura 50.** Tamizado del confitillo.



**Figura 51.** Lavado del confitillo.

Después de realizado todo el procedimiento anterior, se determinaron el resto de sus propiedades. El confitillo se utilizó como constituyente del sistema de drenaje tipo horizontal.

## A.2. Ensayos de suelos

### A.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico realizado a las muestras de suelo, fue por tamizado a través de un conjunto de mallas normadas por la ASTM.



**Figura 52.** Cuarteo de las muestras (arena gruesa y confitillo).



**Figura 53.** Tamizado de las muestras de suelo.

**Tabla 17.***Características granulométricas de las muestras de suelo.*

	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON UN LAVADO	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS		CONFITILLO (NATURAL)	CONFITILLO LAVADO
			M-1	M-2		
<b>D10</b>	0.15	0.26	0.27	0.33	2.54	4.94
<b>D15</b>	0.24	0.30	0.32	0.43	2.93	5.11
<b>D30</b>	0.43	0.45	0.48	0.57	4.48	5.67
<b>D60</b>	0.80	0.76	0.82	1.03	5.89	7.04
<b>D85</b>	1.50	1.38	1.50	1.70	7.83	8.49
<b>Cu</b>	5.43	2.90	3.00	3.12	2.32	1.43
<b>Cc</b>	1.61	1.01	1.04	0.96	1.34	0.93
<b>CLASIFICACIÓN (S.U.C.S)</b>	SP (Arena Pobremente Graduada)	SP (Arena Pobremente Graduada)	SP (Arena Pobremente Graduada)		GP (Grava Pobremente Graduada con Arena)	GP (Grava Pobremente Graduada)
<b>OBSERVACIÓN</b>	CIMENTACIÓN PRESA (ESTRATO INFERIOR)	DESCARTADO	CIMENTACIÓN (ESTRATO SUPERIOR) Y CUERPO DE PRESA		DESCARTADO	SISTEMA DE DRENAJE TIPO HORIZONTAL

*Fuente:* Elaboración propia.

Como las muestras ensayadas están clasificadas como arenas y gravas (suelos granulares – no cohesivos), ya no resulta necesario efectuar el ensayo de límites, debido a que son carentes de ello.

#### **A.2.2. Peso específico relativo de las partículas sólidas (Gs)**

Este ensayo fue realizado a la arena gruesa (sin lavar y con lavados continuos), tomando 30 gramos de cada muestra y haciendo uso de fiolas, balanzas y hornillas (cuando el agua mezclada con la arena empieza a hervir, libera el aire atrapado).

**Tabla 18.**  
*Peso específico relativo (Gs) de las arenas.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS
<b>PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS A 20°C (Gs)</b>	g / cm <sup>3</sup>	2.65	2.48

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 54.** Calibración de la fiola (peso del instrumento sin y con agua).



**Figura 55.** Liberación del aire atrapado en las muestras de arena.



**Figura 56.** Incorporación de agua hasta el menisco de la fiola.

Una vez liberado el aire interior, las fiolas se llenan con agua hasta la altura del menisco, para luego determinar su peso (Figura 56).

### A.2.3. Peso unitario de los agregados

Este ensayo fue realizado a las muestras de suelo seleccionadas en granulometría, consiste en determinar el peso que ocupan en un mismo molde (con o sin la aplicación de varillado).

**Tabla 19.**  
*Peso unitario de las muestras de suelo.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
<b>PESO UNITARIO SUELTO HÚMEDO / SECO</b>	g / cm <sup>3</sup>	1.43	1.40	1.36
<b>PESO UNITARIO COMPACTADO HÚMEDO / SECO</b>	g / cm <sup>3</sup>	1.54	1.51	1.44

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 57.** Calibración del molde cilíndrico metálico.



**Figura 58.** Colocación de los agregados en el molde cilíndrico metálico (Arena / Confitillo).



**Figura 59.** Enrasado de los agregados en el molde cilíndrico metálico, para luego determinar su peso (Confitillo).

#### A.2.4. Gravedad específica y absorción

Este ensayo fue realizado a la arena y el confitillo; sin embargo, el procedimiento adoptado en cada caso fue distinto. Para la arena, se recurrió al empleo de una secadora, molde cónico trunco, pisón metálico, fiolas y balanza electrónica. Por otro lado, para el confitillo se utilizó una canastilla metálica y una balanza mecánica.

**Tabla 20.**

*Peso específico y porcentaje de absorción de las muestras de suelo.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
<b>PESO ESPECÍFICO</b>	g / cm <sup>3</sup>	2.83	2.51	2.27
<b>PESO ESPECÍFICO DE LA MASA S.S.S</b>	g / cm <sup>3</sup>	2.90	2.60	2.37
<b>PORCENTAJE DE ABSORCIÓN</b>	%	0.86	1.42	4.51

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 60.** Oreado de la muestra de arena con el uso de una secadora.



**Figura 61.** Apisonado de la muestra (arena) dentro del molde cónico.





**Figura 62.** Peso de la muestra dentro de la fiola luego de una agitación leve.



**Figura 63.** Secado de la superficie del confitillo saturado con el uso de una franela.



**Figura 64.** Ingreso de la canastilla con confitillo en el recipiente lleno de agua.

Se determina el peso del confitillo con superficie saturada seca, antes y durante su inmersión dentro del agua (Figura 64).

#### **A.2.5. Próctor modificado**

Este ensayo se efectuó a las muestras de arena (sin lavar y lavada). Se prepararon 4 especímenes con diferentes contenidos de humedad, los cuales se compactaron en 5 capas (aplicando 25 golpes con el pisón en cada una) dentro de un molde cilíndrico de 4" de diámetro.

**Tabla 21.**

*Máxima densidad seca y óptimo contenido de humedad de las arenas.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS
<b>MÁXIMA DENSIDAD SECA</b>	g / cm <sup>3</sup>	1.84	1.72
<b>ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD</b>	%	4.95	5.18

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 65.** Incorporación de agua a la muestra de arena.



**Figura 66.** Apisonado de la muestra (arena) dentro del molde cilíndrico, para determinar su peso.

### A.2.6. Permeabilidad de suelos granulares (Carga constante)

Este ensayo fue aplicado a todas las muestras de suelo a utilizar en el modelamiento físico – bidimensional. Para el caso de las arenas, la colocación de las muestras en el molde cilíndrico se realizó de forma análoga al ensayo de próctor modificado (5 capas con 25 golpes cada una). Por otra parte, el confitillo fue compactado directamente sobre la base del permeámetro, con la ayuda de un pequeño pisón metálico a fin de no fracturar la piedra porosa ubicada en la parte inferior.

**Tabla 22.**  
*Coficiente de permeabilidad de las muestras de suelo.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
<b>COEF. DE PERMEABILIDAD A UNA T° DE AGUA DE 20°C</b>	cm / s	$7.03 \times 10^{-4}$	$7.97 \times 10^{-4}$	$1.65 \times 10^{-2}$

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 67.** Colocación de la muestra (arena) dentro del molde cilíndrico y apisonado.



**Figura 68.** Enrasado de la arena y colocación del molde cilíndrico en la base del permeámetro.



**Figura 69.** Colocación del confitillo dentro del permeámetro (previa compactación con un pequeño pisón metálico).



**Figura 70.** Colocación de la tapa del permeámetro (previa colocación de la piedra porosa).



**Figura 71.** Toma de mediciones en el permeámetro de carga constante.

### A.2.7. Corte directo

Este ensayo fue aplicado a las arenas (sin lavar y lavada). De cada muestra, se prepararon 3 especímenes (una para cada carga estimada). Como no se logró determinar el ángulo de fricción y la cohesión interna del confitillo a través del equipo, se asumió valores de  $45.0^\circ$  y  $0.000 \text{ Kg/cm}^2$  respectivamente, por tratarse de una grava sin presencia de partículas finas.

**Tabla 23.**  
*Ángulo de fricción y cohesión interna de las muestras de suelo.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
ÁNGULO DE FRICCIÓN	°	31.10	35.40	45.00
COHESIÓN INTERNA	Kg / cm <sup>2</sup>	0.021	0.013	0.000

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 72.** Compactación de la arena (3 capas) dentro del molde de sección circular.



**Figura 73.** Colocación del molde en el equipo de corte (previa saturación por 24 horas).



**Figura 74.** Lecturas en los diales cada cierto tiempo (para una determinada carga aplicada).



### A.2.8. Consolidación unidimensional

Las muestras de suelo (arena y confitillo) fueron colocadas en el tallador, en las mismas condiciones adoptadas en el modelamiento físico – bidimensional. Se dejó saturar las muestras por 24 horas con una pre-carga de 100 gramos, para luego obtener la lectura proporcionada por el deformímetro en las posteriores cargas.

**Tabla 24.**

*Coefficiente de Poisson y módulo de elasticidad de las muestras de suelo.*

	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
COEFICIENTE DE POISSON	-	0.33	0.30	0.23
MÓDULO DE ELASTICIDAD EDOMÉTRICO	kg / cm <sup>2</sup>	28.24	32.68	36.09
MÓDULO DE ELASTICIDAD	kg / cm <sup>2</sup>	19.34	24.54	31.30

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 75.** Colocación de las muestras en el tallador metálico y posterior saturación.



**Figura 76.** Muestra saturada sometida a una pre-carga de 100 gr. (Duración de 24 hrs).



**Figura 77.** Colocación y/o retiro de pesas metálicas según la carga y descarga.



**Figura 78.** Lectura del deformímetro para cada carga en diferentes intervalos de tiempo.

### A.2.9. Densidad mínima y máxima

Este ensayo fue aplicado al confitillo, ya que la densidad máxima seca de las arenas (sin lavar y lavada) fue obtenida a través del ensayo de próctor modificado (Curva de densidad seca vs contenido de humedad).

**Tabla 25.**  
*Densidad seca mínima y máxima del confitillo.*

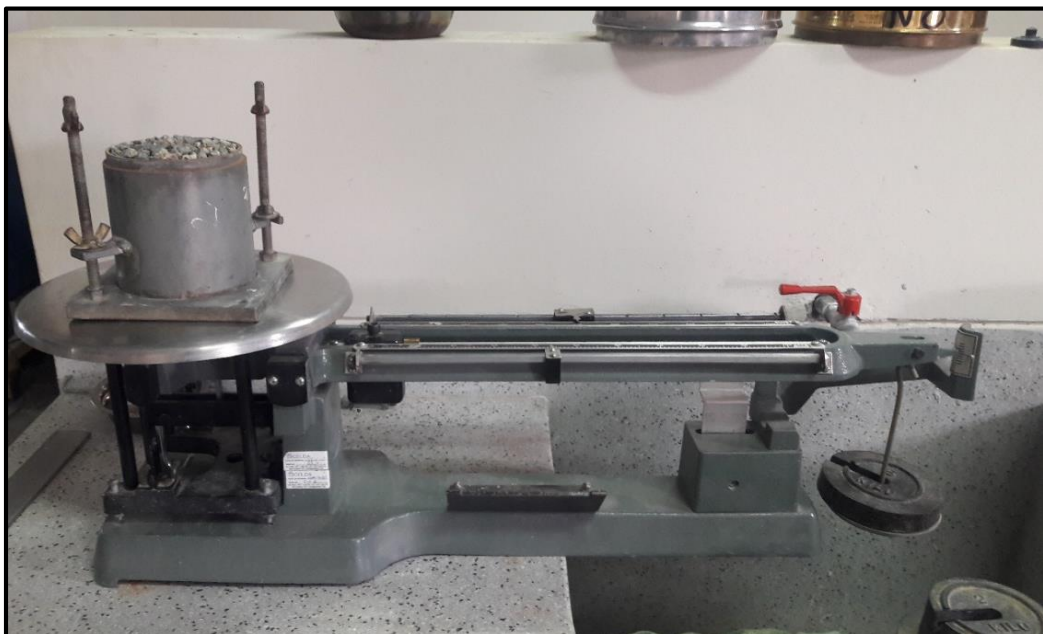
	UNIDAD	CONFITILLO LAVADO
DENSIDAD SECA MÍNIMA	g / cm <sup>3</sup>	1.43
DENSIDAD SECA MÁXIMA	g / cm <sup>3</sup>	1.61

**Fuente:** Elaboración propia.

La densidad mínima, se obtuvo mediante la colocación del confitillo seco dentro del molde, sin aplicarle agitación; mientras que en la densidad máxima, se usa el martillo de goma para lograr un mayor acomodo de las partículas (Figura 79).



**Figura 79.** Colocación de la muestra (confitillo) dentro del molde cilíndrico.



**Figura 80.** Peso de la muestra (confitillo) dentro del molde cilíndrico.

## **B. Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo.**

### **B.1. Cimentación de la presa**

La capa de suelo del modelo (conformada de arena sin lavar) tiene por función soportar las cargas que son transmitidas por la cimentación, distribuyéndolas en torno a este. Esta zona, posee un espesor de 21 cm.

La cimentación del modelo (constituida de arena con lavado continuo) se encarga de transmitir el peso de la estructura (presa) hacia el suelo; asimismo, posee un espesor de 3 cm. Dicha parte, tiene por finalidad: mejorar la calidad del suelo, garantizar una capacidad de soporte suficiente, aumentar la estabilidad y mantener los asentamientos en rangos aceptables.

### **B.2. Cuerpo de la presa**

El prototipo contempla una presa de tierra con sección homogénea, ya que más del 50 % de su volumen está compuesto por un solo material (arena con lavado continuo).

#### **B.2.1. Borde libre**

La defensa de la presa contra desbordamiento temporal se hace mediante un borde libre; definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del tirante aguas arriba cuando el embalse llega a su máxima capacidad de diseño.

Debido a que el diseño presentado no está sometido a condiciones de arrastre del agua por el viento (oleaje), efectos de sismo u asentamiento máximo de la corona; el borde libre se diseñó en base a una altura adicional de seguridad, que

en este caso es aquella que permite evitar el agrietamiento de la corona por secado o cualquier variación en el gasto de agua entrante. Dicha altura se encuentra en un rango de 1 a 4 m, considerándose el valor más elevado para el prototipo (4 m).

### **B.2.2. Ancho de coronación**

El ancho de coronación depende de: la altura de la estructura y la practicidad de la construcción (maniobrabilidad de la maquinaria pesada). Debido a esto, el ancho mínimo de coronación tiene un valor no menor a 3.60 m.

El cálculo de esta parte de la estructura, se obtuvo de promediar cuatro criterios tradicionales tales como: T. Knappen, E. T. Preece, Código de Arizona de 1960 y Bureau of Reclamation (estos autores expresan sus fórmulas experimentales en función a la altura de la presa).

### **B.2.3. Taludes**

Toda sección transversal de presa, presenta dos tipos de taludes: aguas arriba y aguas abajo; asimismo, la estimación de su ángulo de inclinación depende de la experiencia del proyectista y/o estudios (investigaciones) relacionados al tema. Finalmente, la verificación de los valores estimados se determina a través de un análisis de estabilidad, el cual proporciona los factores de seguridad críticos.

Para la elección de los taludes, generalmente se utilizan dos bibliografías reconocidas: el “Manual de pequeñas presas de tierra” (Bureau of Reclamation) y el “Reglamento de Arizona”. Ambas fuentes otorgan determinados valores según la altura de la estructura, sin embargo se eligió el primero por ser más conservador.

La verificación de los taludes definitivos se realizó a través de un análisis de estabilidad, mediante el uso de los siguientes software: SLIDE y SLOPE/W.

Además, se determinaron los factores de seguridad para las fases de construcción y funcionamiento de cada sección analizada (valor mínimo aceptable: 1.50).

#### **B.2.4. Ancho de presa**

El ancho de la presa está en función de: la altura de presa, el ancho de coronación y la inclinación de los taludes.

Para la investigación, el ancho máximo de la estructura (en el modelo) no debía superar los 150 cm, ya que se encontraba limitado por las dimensiones del “Equipo de drenaje”. Además, se tuvo en cuenta la distancia existente entre los reboses; a fin de evitar un potencial proceso de erosión en las faldas de los taludes debido a su proximidad con dichas tuberías. Teniendo en cuenta este parámetro (ancho de presa), se eligió el factor de escala modelo – prototipo.

#### **B.2.5. Altura de presa**

La altura de presa está influenciada por la topografía del lugar y el volumen del embalse. Sin embargo, la presente investigación no está referida a una realidad; por consiguiente, se adoptó arbitrariamente una altura de 21 m. La Dirección General de Obras Hidráulicas, la clasifica como una presa grande ( $H_{presa} > 15m$ ).

#### **B.2.6. Reboces**

Los reboces, son aquellos que tendrán la capacidad de controlar la altura de los tirantes, a fin de prevenir el riesgo por erosión severa y posible lavado del terraplén.

En el modelamiento físico desarrollado en el “Equipo de drenaje”, los reboses N° 01 y N° 02 (Aguas arriba y abajo respectivamente) mantuvieron constante los tirantes de 17 cm y 1.7 cm.

### **B.2.7. Control de infiltración**

Los efectos nocivos del flujo en la presa de tierra producen problemas por tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura.

El prototipo en estudio, al estar constituido por un material sin cohesión (arena con lavado continuo), presenta una baja resistencia a la tubificación. Teniendo en cuenta este aspecto, se optó por elegir un sistema de drenaje tipo horizontal el cual tiene como objetivo controlar y/o prevenir dichos efectos.

Las dimensiones del sistema de drenaje, dependen del gasto de infiltración estimado por el proyectista; quien a su vez, debe considerar las obras auxiliares pertinentes. Según las fuentes consultadas, por aspectos constructivos se optó por elegir un drenaje tipo horizontal con espesor 3.00 m (prototipo), que en la escala del modelo tuvo un valor de 3 cm. Asimismo, las longitudes de este sistema están dispuestas según lo planteado en la investigación (5, 10, 15, 20 y 25 cm).

## **C. Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.**

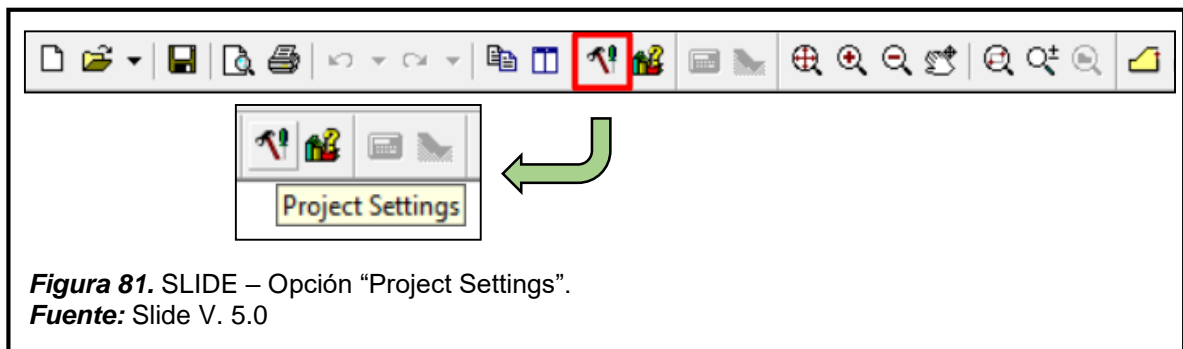
### **C.1. Verificación de la estabilidad de taludes**

#### **C.1.1. Rocscience (Slide)**

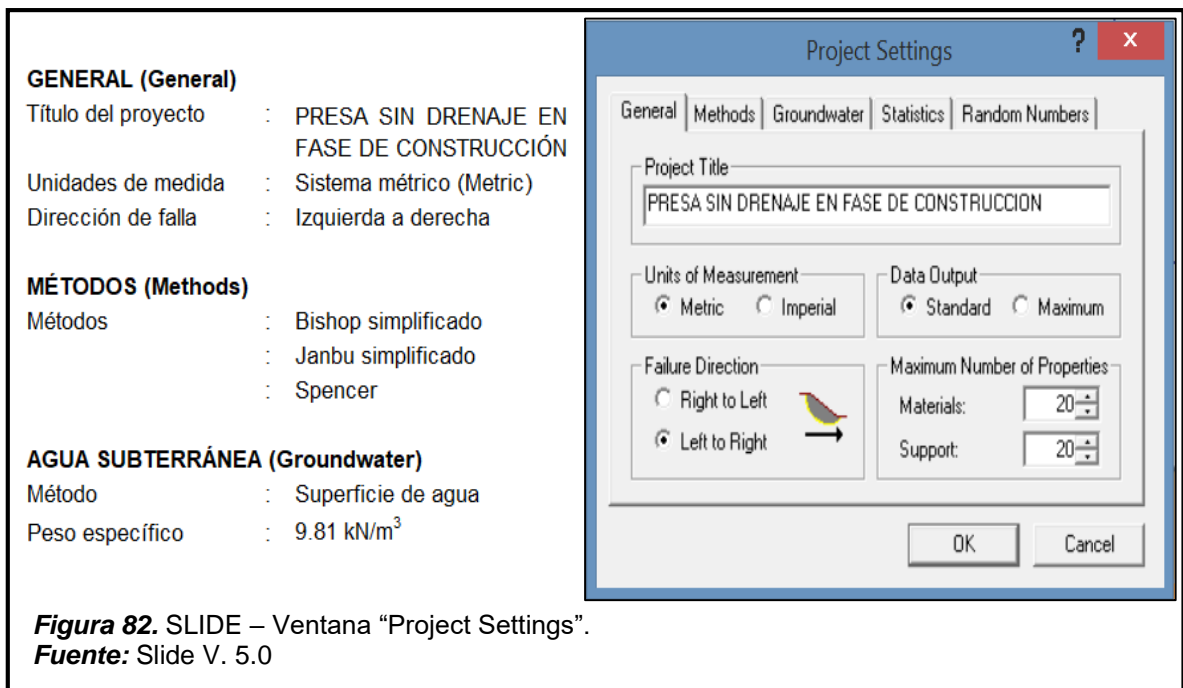
##### **C.1.1.1. Datos del proyecto**

Ejecute el programa Slide V.5.0. Donde se iniciara ingresando los datos del proyecto, para ello nos dirigimos a la barra de herramientas (ubicada en la parte superior) y luego en la opción **Project Settings**, como se muestra a continuación.





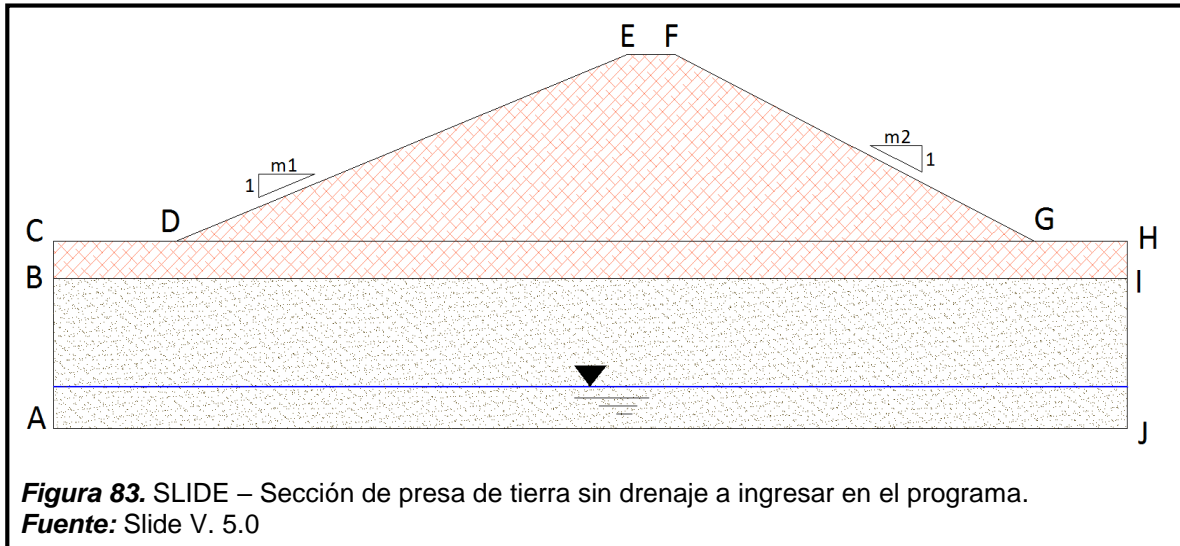
Esto abrirá la ventana de configuración del proyecto, donde los datos se colocarán en función a lo siguiente:



### C.1.1.2. Creación de superficies

Para crear una superficie en la interfaz del programa se debe de contar con las coordenadas de esta, para ello nos apoyamos del programa AutoCAD (Software empleado para el diseño de detalles en 2d y 3d), el cual con la función **List** nos permite conocer y extraer las coordenadas de nuestro diseño.

El siguiente diseño representa la sección de una presa de material homogéneo; donde las letras en mayúsculas simbolizan cada vértice de la figura, del cual se extrajeron sus coordenadas.



**Figura 83.** SLIDE – Sección de presa de tierra sin drenaje a ingresar en el programa.  
**Fuente:** Slide V. 5.0

**Tabla 26.**

SLIDE - Coordenadas según sección de presa de tierra sin drenaje.

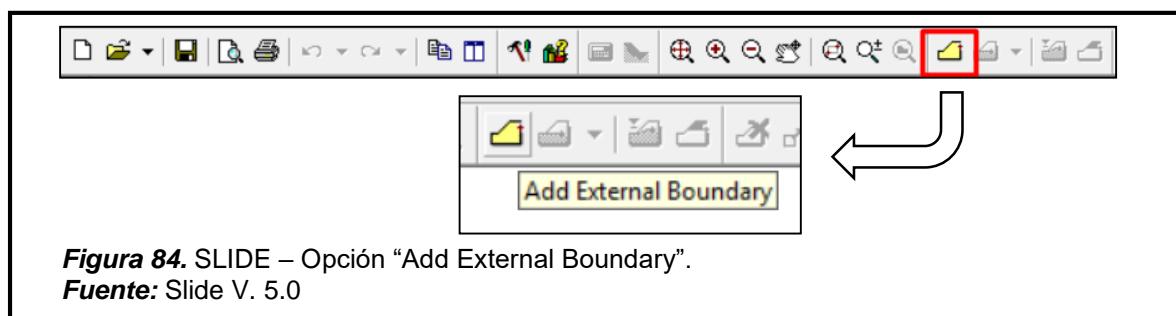
COORDENADAS			
	X	,	Y
A =	0.00	,	-24.00
B =	0.00	,	-3.00
C =	0.00	,	0.00
D =	38.50	,	0.00
E =	101.50	,	21.00

COORDENADAS			
	X	,	Y
F =	109.00	,	21.00
G =	161.50	,	0.00
H =	200.00	,	0.00
I =	200.00	,	-3.00
J =	200.00	,	-24.00

**Fuente:** Elaboración propia.

El origen de las coordenadas está ubicado en el punto "C".

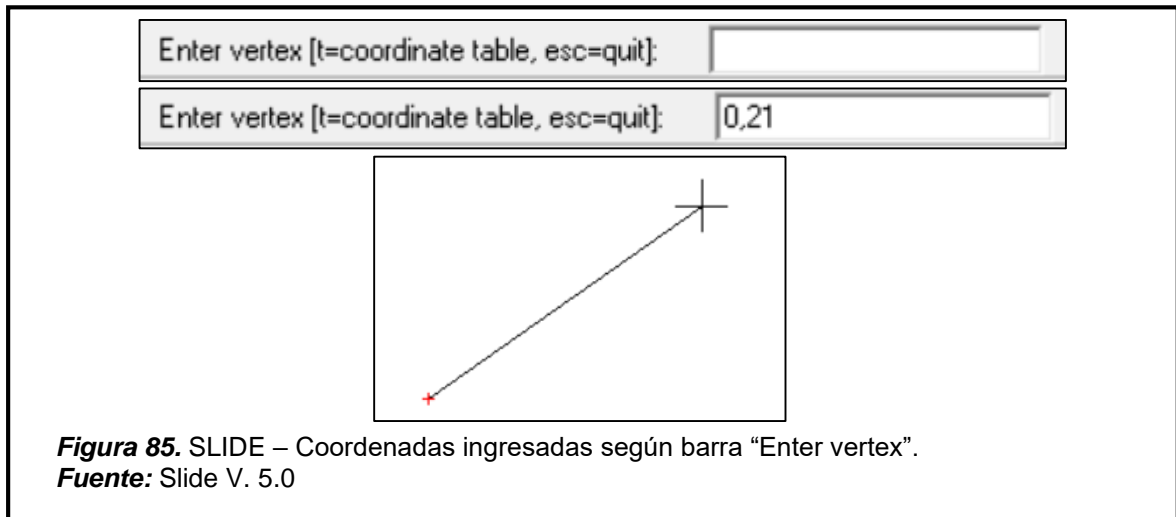
Para añadir cada contorno nos ubicamos en la barra de herramientas y procedemos a hacer clic en la opción **Add External Boundary**, como se muestra a continuación.



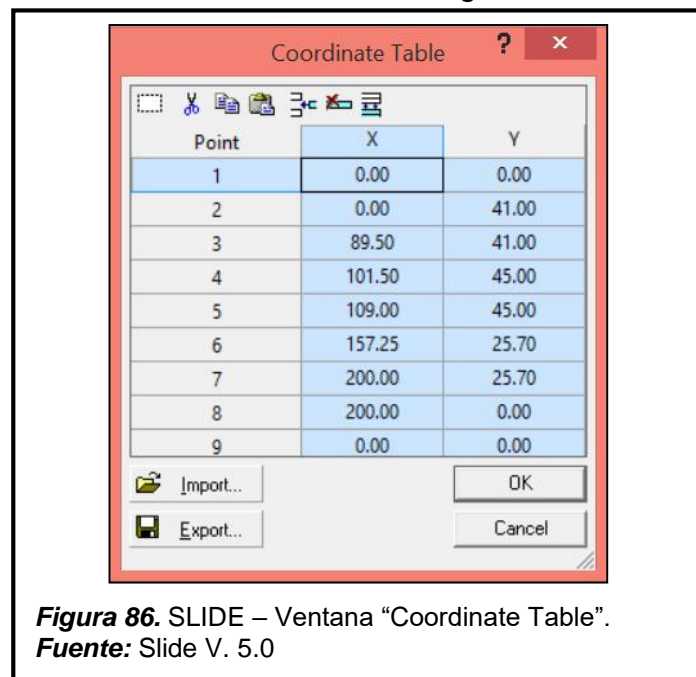
**Figura 84.** SLIDE – Opción "Add External Boundary".  
**Fuente:** Slide V. 5.0

Esto nos permitirá ingresar las coordenadas de la figura a analizar, para ello el programa nos otorga dos posibilidades de poder realizarlo; la primera posibilidad es colocar las coordenadas punto por punto en la barra inferior derecha.

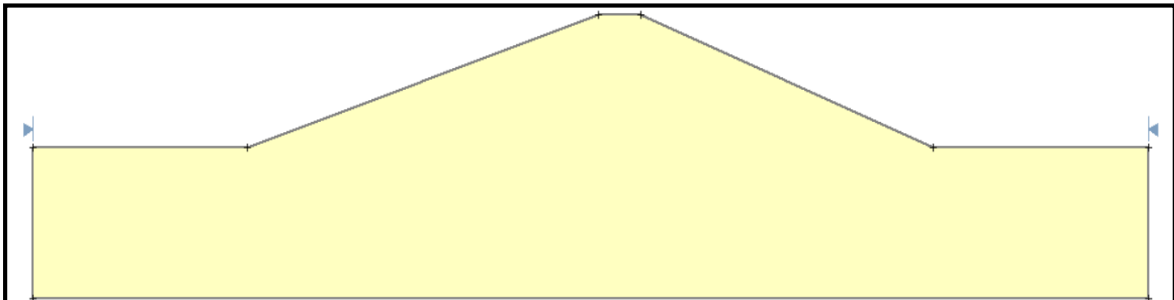
El punto rojo es generado en base a la coordenada ingresada; para ingresar los puntos restantes de la figura, se logra empleando la misma metodología.



La segunda posibilidad es presionando clic derecho, seleccione **Coordinate table** o simplemente use la tecla “t”. Esta acción lo llevara a la ventana “Coordinate table” donde podrá colocar las coordenadas según la tabla 26.

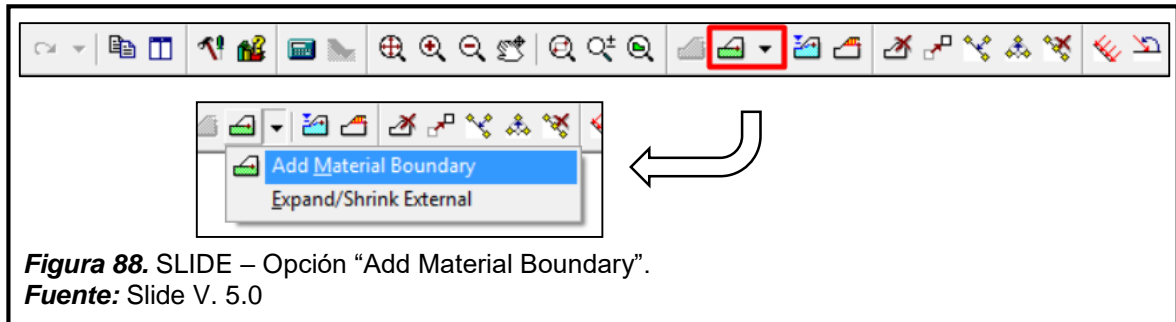


Ingresado los valores correspondientes se procede dar clic en “OK”, lo cual generara el contorno externo del diseño.

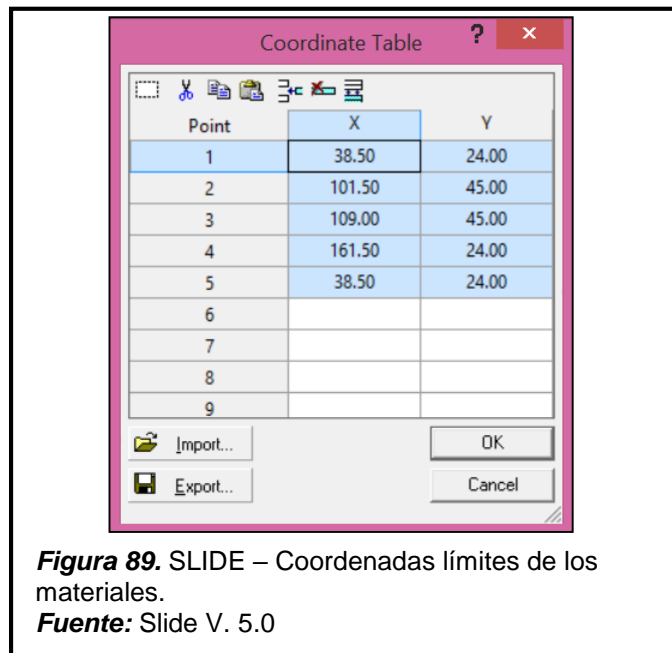


**Figura 87.** SLIDE – Contorno externo de diseño de presa.  
**Fuente:** Slide V. 5.0

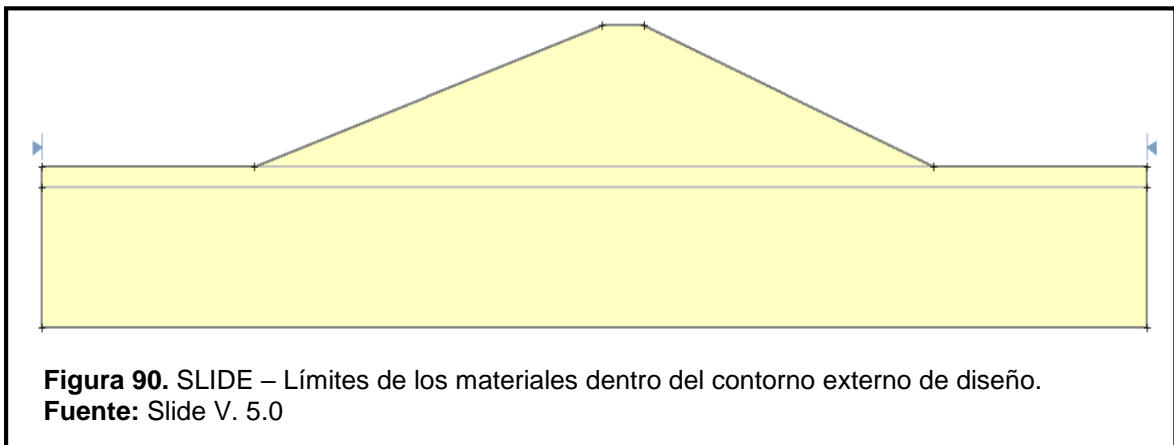
Para ingresar los límites de los materiales, seleccione **Add Material Boundary** en la barra de herramientas, como se muestra a continuación.



Usando la letra “t”, accedemos a ingresar las coordenadas de los límites de los materiales.



Ingresado los valores correspondientes se procede dar clic en “OK”, generándose los límites de los materiales dentro del contorno.



Hay que tener en cuenta que el primer juego de coordenadas pertenece al contorno del dibujo (general), y las posteriores a cada bloque dentro de dicho contorno.

### C.1.1.3. Definición de propiedades de los materiales

A continuación se presenta un cuadro, el cual detalla los resultados obtenidos de la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Señor de Sipán, a las muestras de suelo que componen el diseño.

**Tabla 27.**

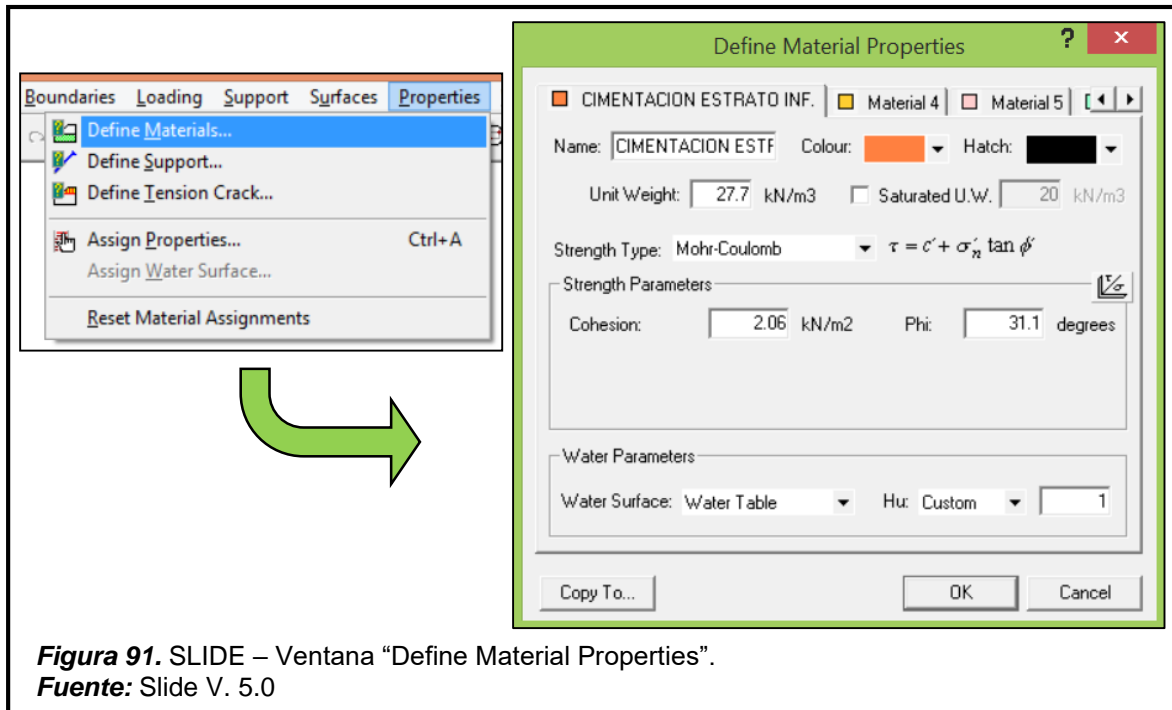
*SLIDE – Tabla de propiedades mecánicas de los suelos a analizar.*

PROPIEDADES MECÁNICAS	CUERPO DE PRESA	CIMENTACIÓN	
		ESTRATO SUPERIOR	ESTRATO INFERIOR
PESO ESPECÍFICO ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	24.60	24.60	27.70
COHESIÓN (c) (kN/m <sup>2</sup> )	1.27	1.27	2.06
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ( $\phi$ ) (°)	35.40	35.40	31.10

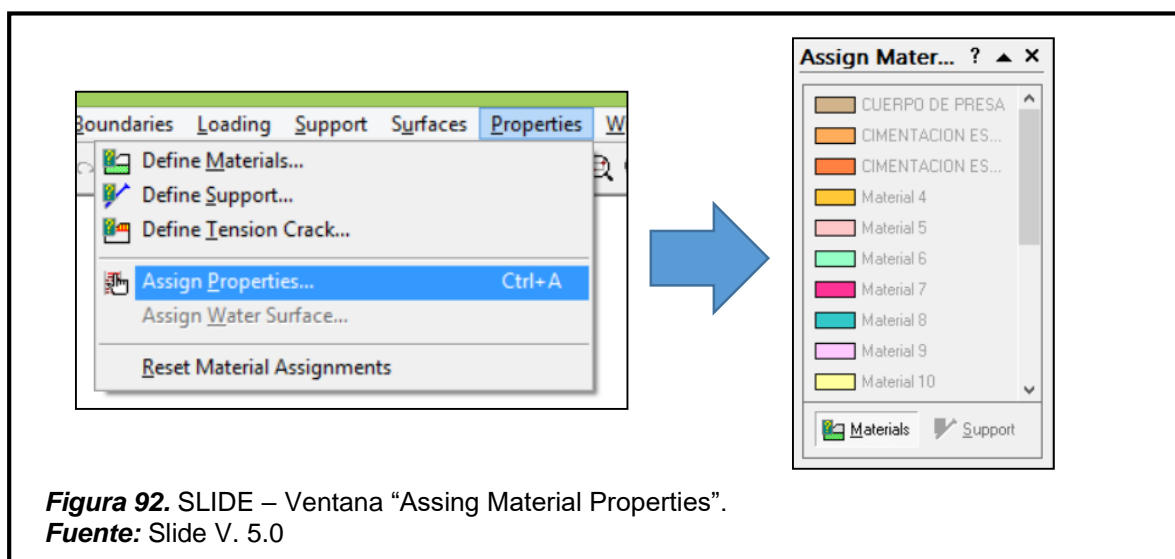
**Fuente:** Elaboración propia.

Según las propiedades mecánicas de los materiales nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Properties / Define Materials**, lo cual abre la ventana “Define Material Properties”, donde se ingresa los datos de materiales según la tabla 27.

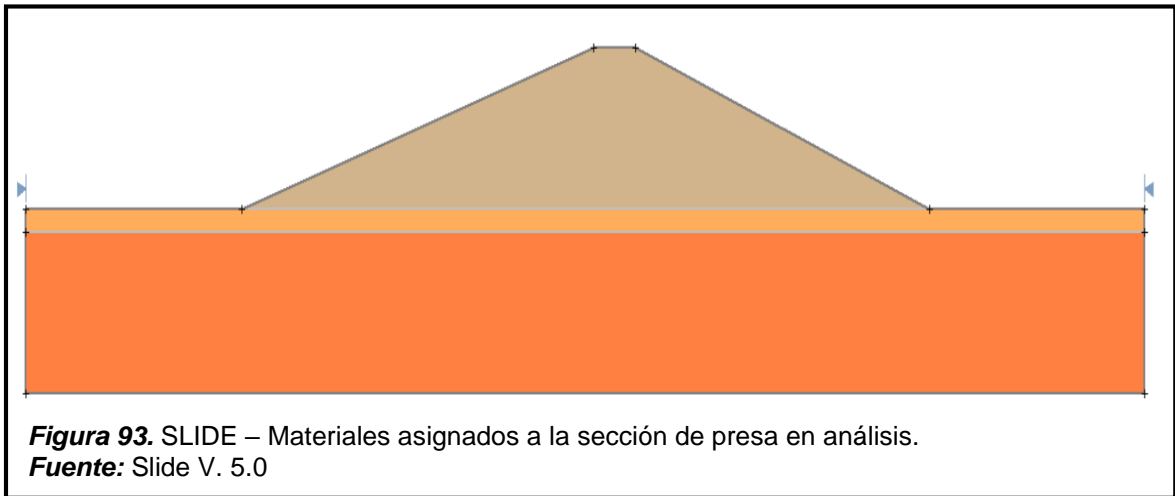
En este análisis se escoge la teoría de Mohr-Coulomb, ya que define la resistencia al corte de suelos y rocas en diferentes casos de tensión efectiva (normal). Luego llenamos los datos que nos pide el cuadro en función a los resultados obtenidos en laboratorio. Mismo procedimiento para cada tipo de material.



Lo siguiente es asignar las propiedades a la región que le corresponde, para ello en la barra de menú, seleccionamos la opción **Properties / Assing Properties**.



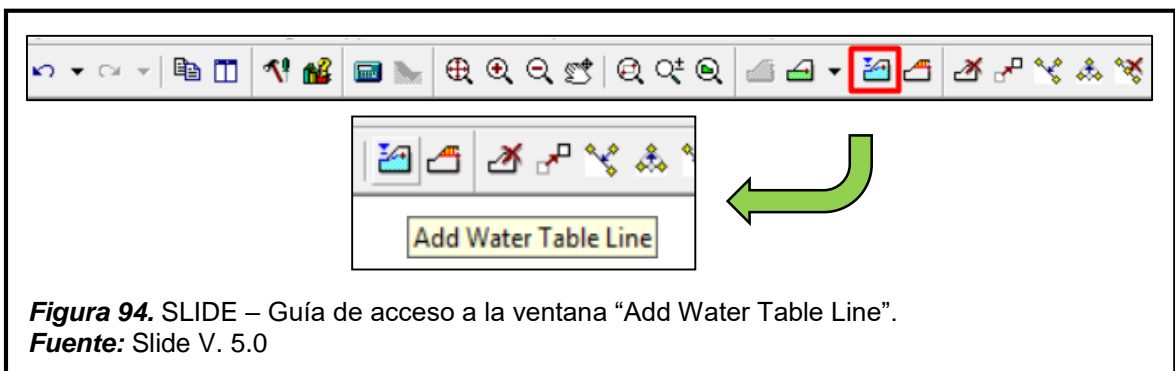
Seleccionamos la propiedad y luego la región a la cual pertenece según el diseño.



#### C.1.1.4. Añadir línea piezométrica

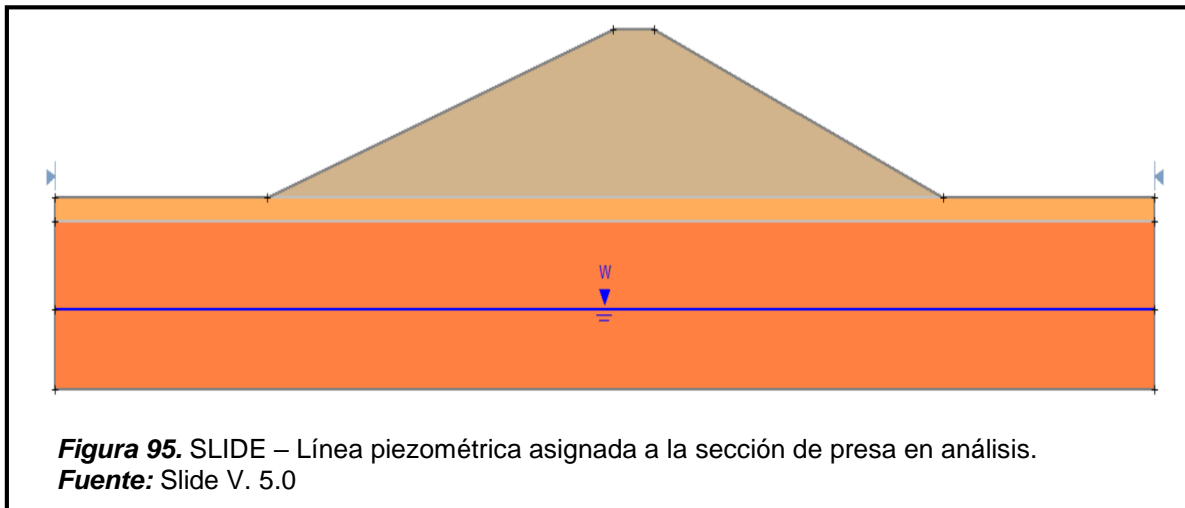
Esta viene a ser la línea que identifica la zona que se encuentra influenciada bajo un flujo estacionario (nivel freático).

Para añadir la línea piezométrica, nos dirigimos a la barra de menú y hacemos clic en la opción **Add Water Table Line**.

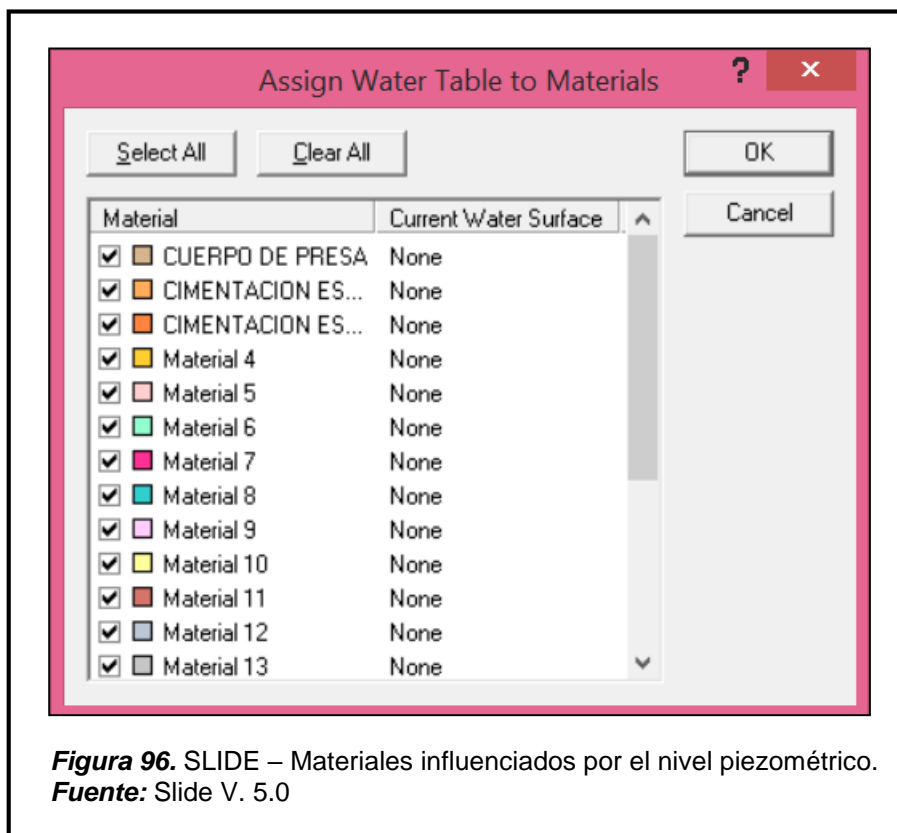


Lo siguiente es ingresar las coordenadas de la línea de agua para ello se usará el procedimiento explicado en el punto C.1.1.2.

Según el diseño, la línea piezométrica se eleva 10 m desde la base de la cimentación de la presa, ubicándose en el estrato inferior de está.



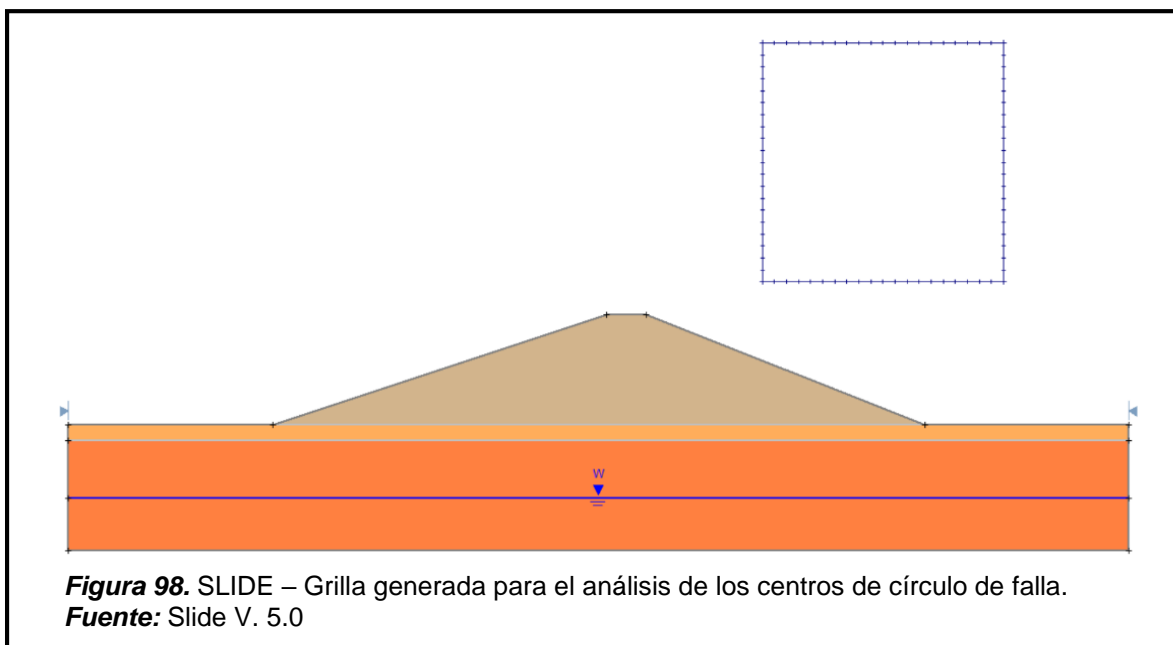
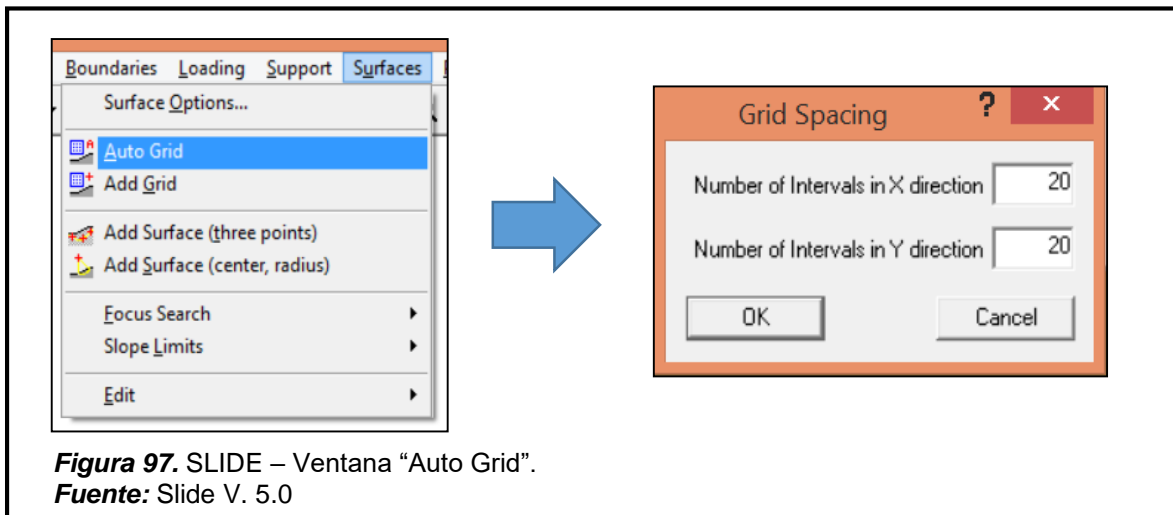
Una vez ingresada las coordenadas, se abrirá una ventana en la cual muestra los materiales influenciados por la existencia del nivel piezométrico; se procede a dar clic en “OK”, haciendo mención que los materiales con el check marcado están influenciados por esta condición.





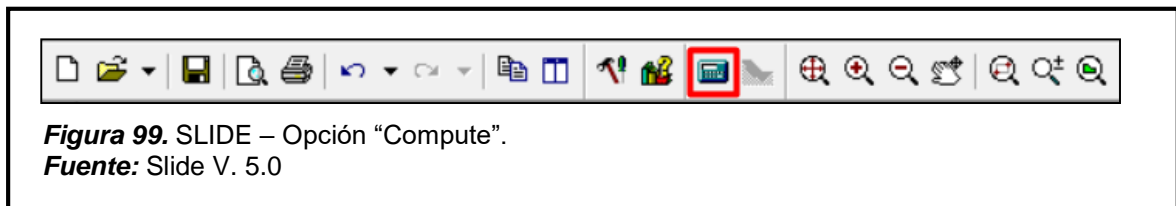
### C.1.1.5. Generación de mallas con los centros de círculos de falla

Para generar la malla, en la cual se encontrarán los centros de los círculos de falla; nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Surfaces / Auto Grid**, abriéndose la ventana “Grid Spacing”, en la cual ingresaremos el número de intervalos tanto horizontales como verticales de nuestra grilla.

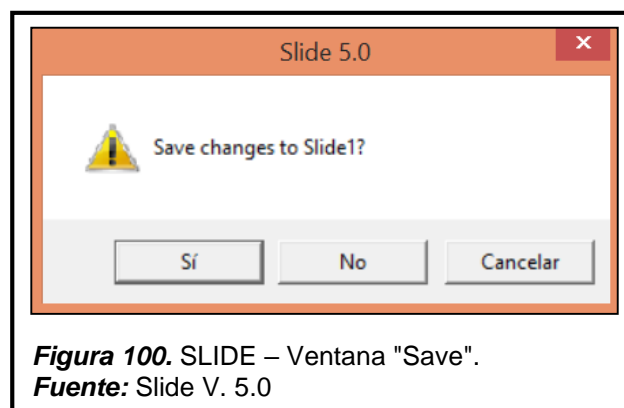


### C.1.1.6. Evaluación de círculos de falla

El programa SLIDE evaluará los diferentes círculos de falla, dando como resultado el factor de seguridad (F.S.) más crítico, esto se logra seleccionando la opción **Compute**.



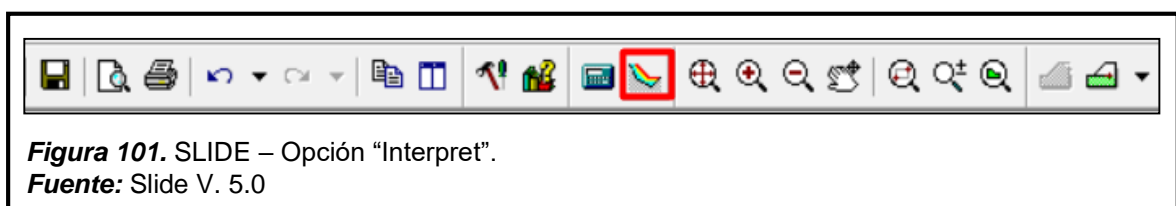
El programa pedirá guardar la información a lo cual escogeremos “Sí”.



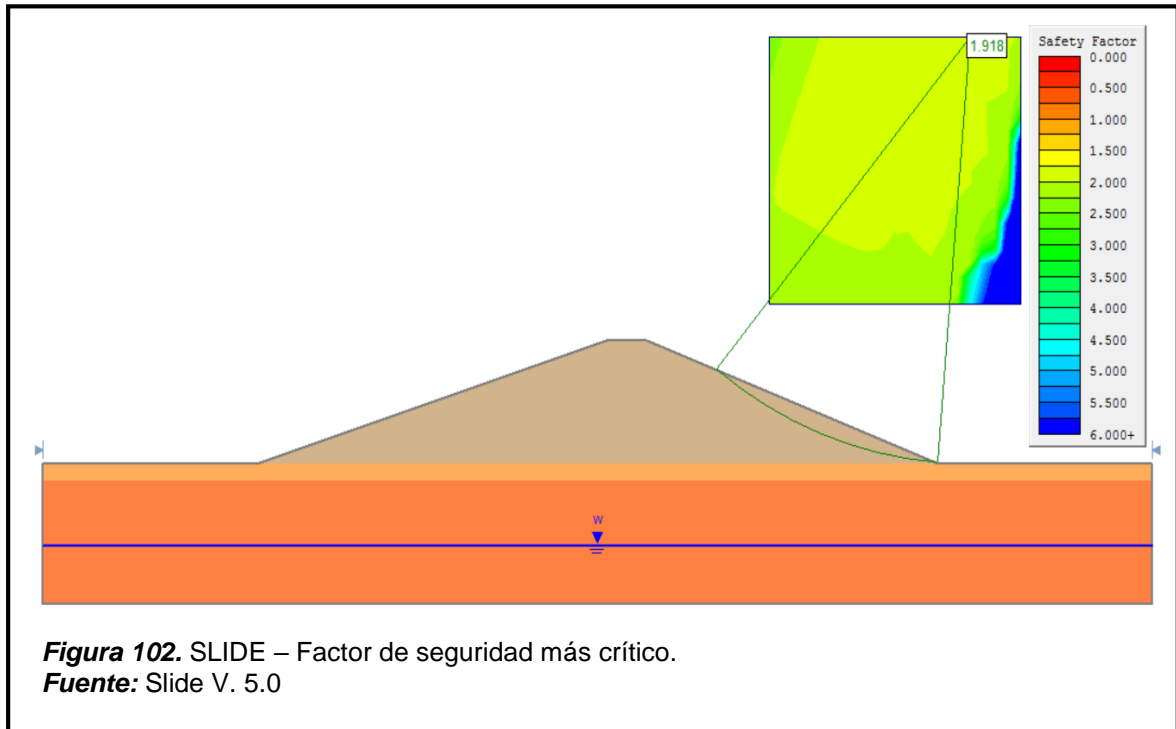
Realizado ello el programa comenzara a evaluar los diferentes círculos de falla.

### C.1.1.7. Visualización de resultados

Para visualizar los resultados seleccionamos la opción **Interpret**, ubicada en la barra de herramientas.



En donde estuvo ubicado nuestra grilla se visualizara el Factor de Seguridad más crítico.

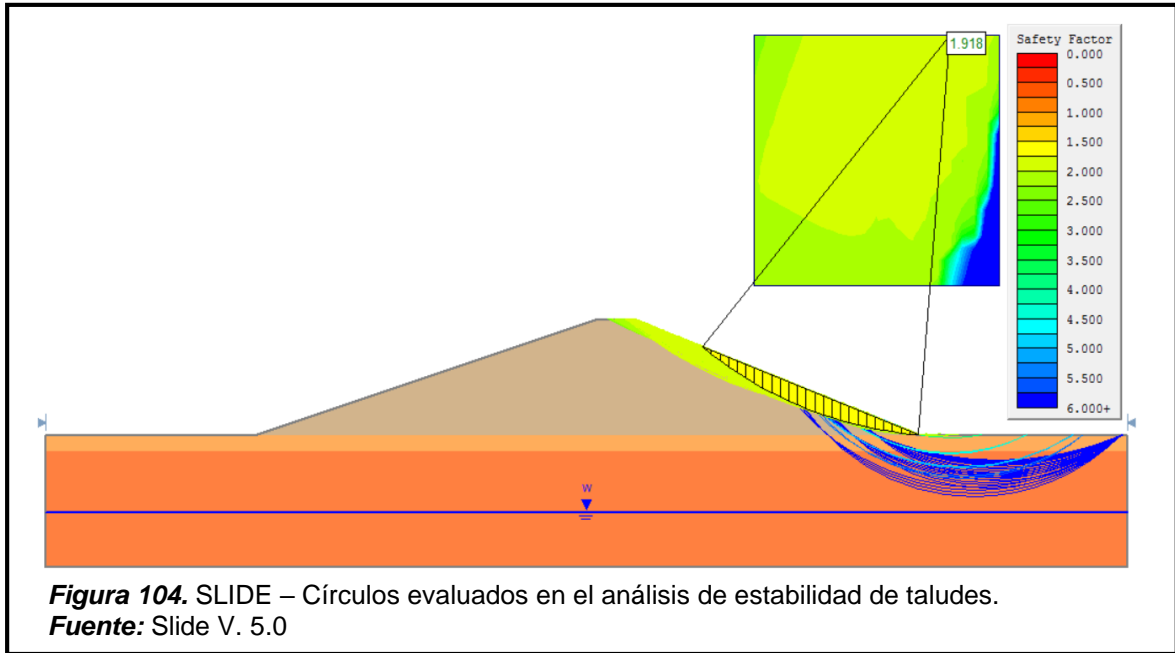


En este caso el factor de seguridad más crítico es 1.918, mayor al 1.5 aceptable para tener un talud estable.

El programa nos permite visualizar los distintos círculos evaluados, para ello nos dirigimos a la barra de herramientas y seleccionamos la opción **All Surfaces** o también **Minium Surfaces**.



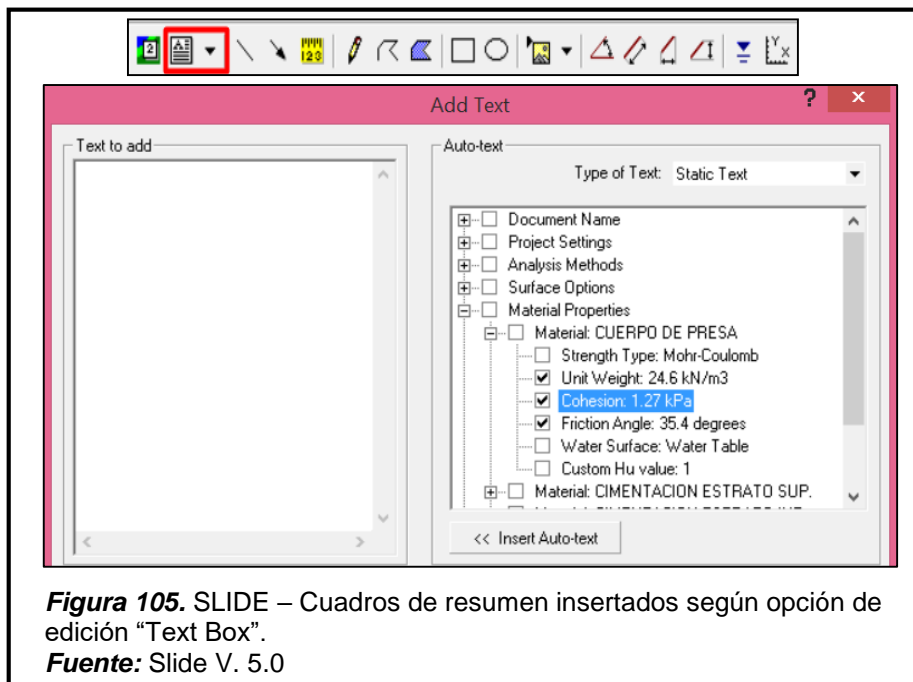
Cada opción nos permite visualizar una cantidad determinada de círculos, así podemos apreciar el análisis que efectúa el programa.

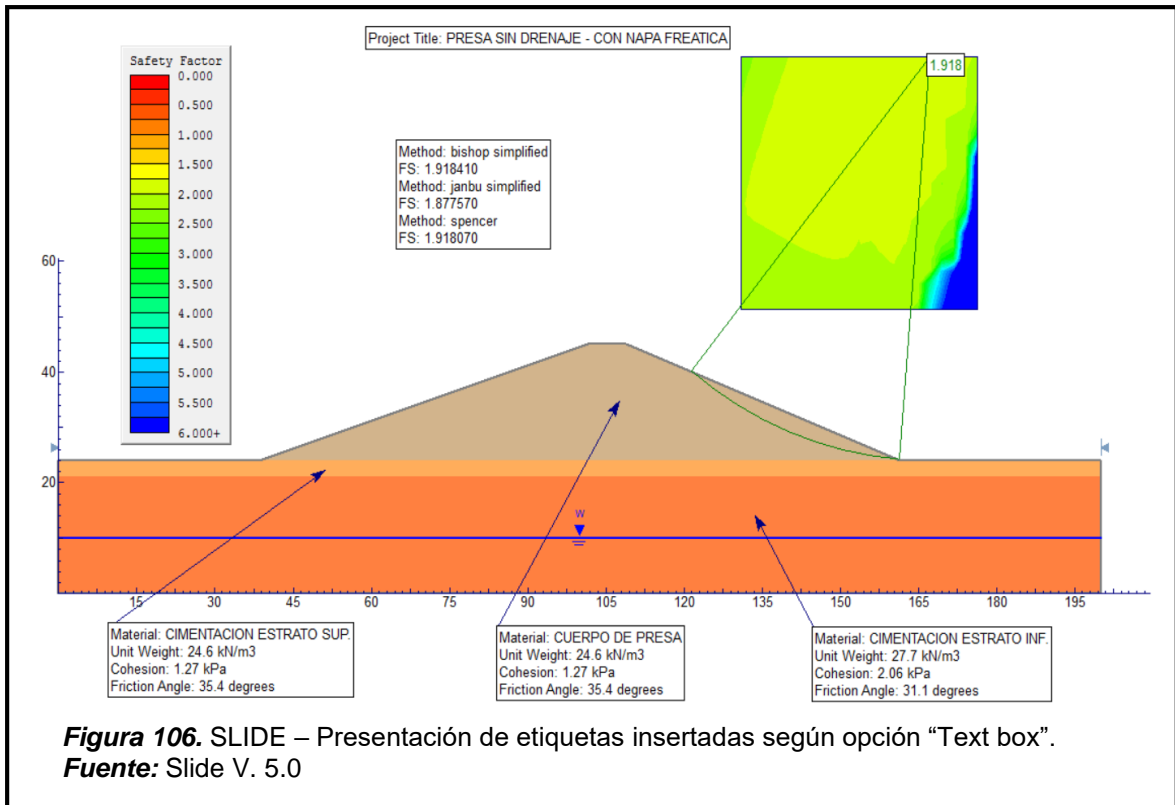


### C.1.1.8. Presentación de resultados

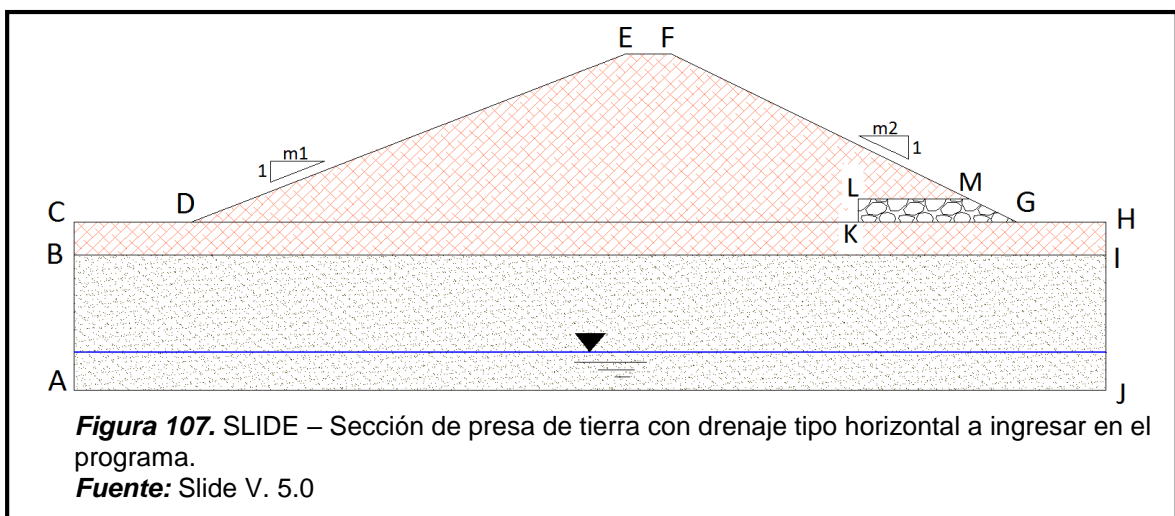
En la barra de tareas encontraremos una serie de opciones las cuales nos permitirán mejorar la presentación del diseño analizado.

Por ejemplo la opción **Text box**, permite insertar cuadros de resumen de resultados siendo la información seleccionada por el usuario.





Toda presa de tierra posee un sistema de drenaje a fin de controlar el flujo de agua que se infiltra a través de ella, teniendo en cuenta este aspecto y siguiendo el mismo procedimiento; el siguiente diseño representa la sección de una presa de tierra homogénea con un sistema de drenaje tipo horizontal aguas abajo de ésta; donde las letras en mayúsculas simbolizan cada vértice de la figura, del cual se extraerán sus coordenadas.



Donde las coordenadas de cada punto son:

**Tabla 28.**

SLIDE - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje.

COORDENADAS			COORDENADAS		
	X	Y		X	Y
A =	0.00	-24.00	F =	109.00	21.00
B =	0.00	-3.00	G =	157.25	1.70
C =	0.00	0.00	H =	200.00	0.00
D =	38.50	0.00	I =	200.00	-3.00
E =	101.50	21.00	J =	200.00	-24.00

**Fuente:** Elaboración propia.

En esta ocasión se hará el análisis para un drenaje tipo horizontal con una longitud de 25m, del cual sus coordenadas son las siguientes:

**Tabla 29.**

SLIDE - Coordenadas del sistema de drenaje tipo horizontal L=25m.

FILTROS				
F =	25 cm	X	Y	
K =		129.00	0.00	
L =		129.00	3.00	
M =		154.00	3.00	
G =		161.50	0.00	

**Fuente:** Elaboración propia.

Durante el desarrollo de la investigación también se realizó el análisis para drenajes tipo horizontal con una longitud de 5, 10, 15, 20 metros cada uno.

Donde las propiedades mecánicas del drenaje obtenidas de la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Señor de Sipán son:

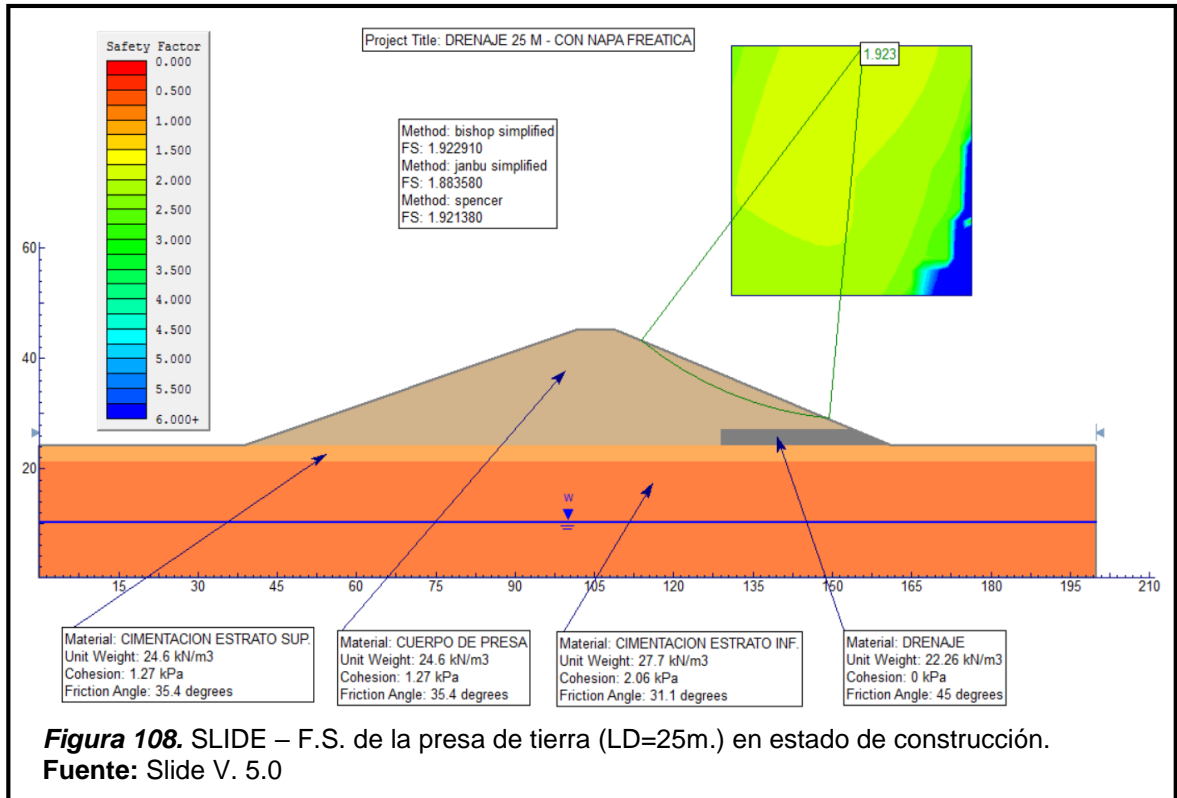
**Tabla 30.**

SLIDE – Tabla de propiedades mecánicas del material de drenaje.

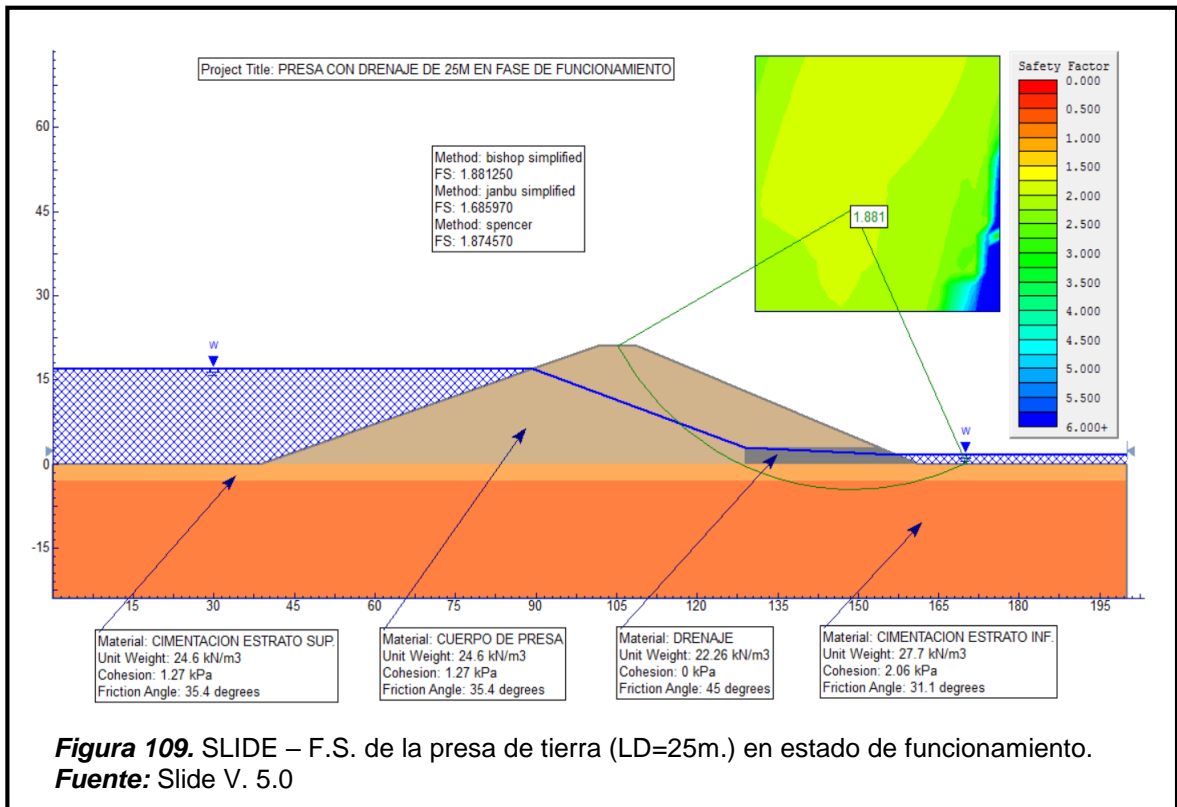
PROPIEDADES MECÁNICAS	DRENAJE
PESO ESPECÍFICO ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	22.26
COHESIÓN (c) (kN/m <sup>2</sup> )	0.00
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ( $\phi$ ) (°)	45.00

**Fuente:** Elaboración propia.

Teniendo en cuenta estos parámetros y siguiendo la secuencia mencionada anteriormente de la presa sin filtro tenemos como resultado:



En este diseño el factor de seguridad más crítico es 1.923, mayor al 1.5 aceptable para tener un talud en condiciones estables.



Otra condición es cuando el tirante es colocado aguas arriba del embalse (entra en funcionamiento), siendo el factor de seguridad 1.881; este valor es mucho mayor a 1.50, debido al efecto estabilizador del agua.

### C.1.2. GeoStudio (Slope/W)

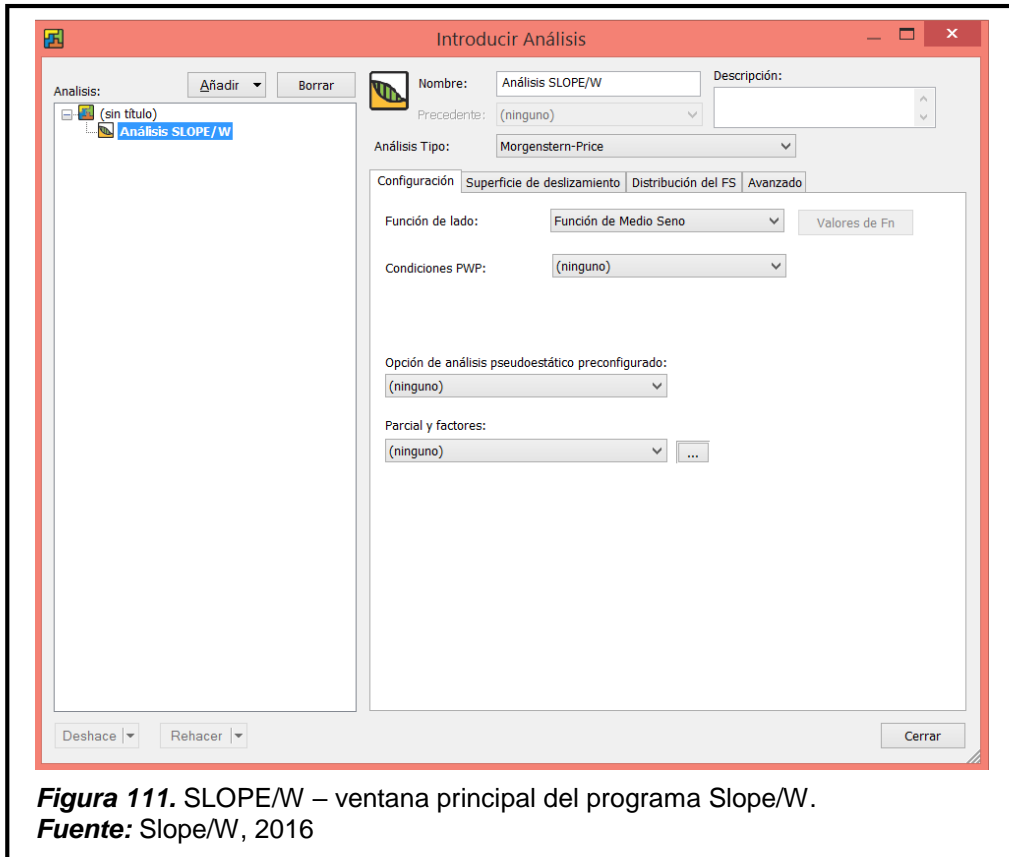
#### C.1.2.1. Presentación del programa

El programa a cuyo uso nos vamos a introducir en su versión 2016, nos permite el cálculo de estabilidad de taludes, para ello emplea una gran variedad de métodos: Ordinario (Fellenius), Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Morgentern-Price, Cuerpo de Ingenieros Americanos, Lowe-Karafiath, Sarma, Método de equilibrio límite generalizado, Método de los elementos finitos. En la versión reducida con licencia de estudiante no todas estas opciones están disponibles incluyendo la cantidad de materiales a analizar.

Para proceder a ejecutar el programa tenemos que acceder a la plataforma de GeoStudio 2016 donde nos presentará una serie de programas, destinados a resolver problemas de carácter geológico; en este caso seleccionamos el ícono SLOPE/W, el cual abrirá la ventana principal del programa.



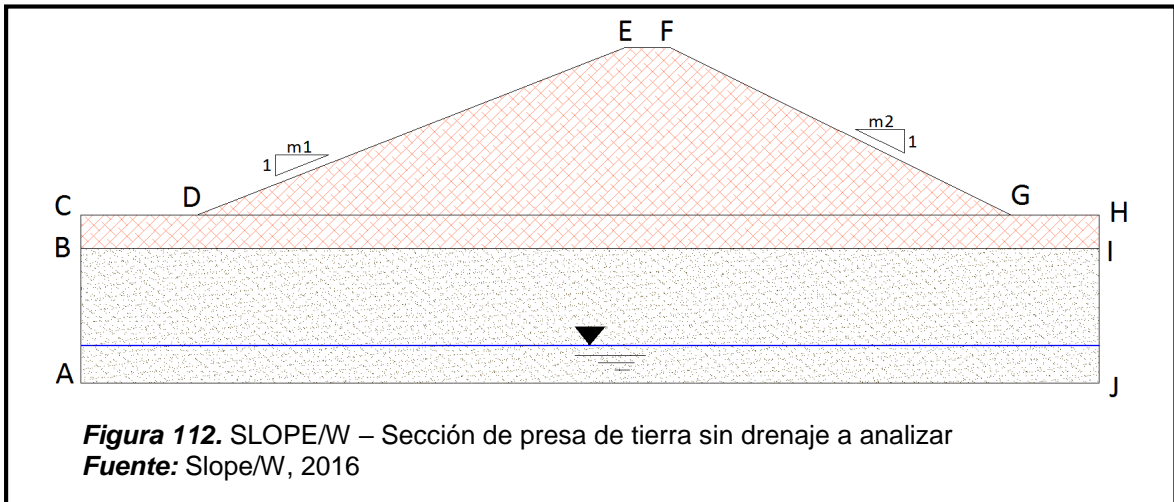




**Figura 111.** SLOPE/W – ventana principal del programa Slope/W.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

### C.1.2.2. Diseño a analizar

El diseño a analizar será el mismo que se explicó en el apartado 3.7.2. / C.1.2.1. el cual consiste en la sección de presa de tierra homogénea; en condición de embalse vacío con la existencia de nivel freático 10 m por encima de la base del estrato inferior de cimentación.



**Figura 112.** SLOPE/W – Sección de presa de tierra sin drenaje a analizar  
**Fuente:** Slope/W, 2016

**Tabla 31.**

SLOPE/W - Coordenadas según sección de presa de tierra sin drenaje.

COORDENADAS			
	X	,	Y
A =	0.00	,	-24.00
B =	0.00	,	-3.00
C =	0.00	,	0.00
D =	38.50	,	0.00
E =	101.50	,	21.00

COORDENADAS			
	X	,	Y
F =	109.00	,	21.00
G =	161.50	,	0.00
H =	200.00	,	0.00
I =	200.00	,	-3.00
J =	200.00	,	-24.00

**Fuente:** Elaboración propia.

Las coordenadas fueron extraídas con la ayuda del programa AutoCAD (Software empleado para el diseño de detalles en 2d y 3d), el cual con la función **List** nos permite conocer y extraer las coordenadas de nuestro diseño.

### C.1.2.3. Escala de dibujo, diseño de página y unidades

El área de trabajo, en la cual se ejecutara el análisis de nuestro diseño depende de las dimensiones que este posea a fin de poder apreciar cada detalle al momento en que se presentan los resultados.

Nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción: **Ventana / Diseño de página Vista**.

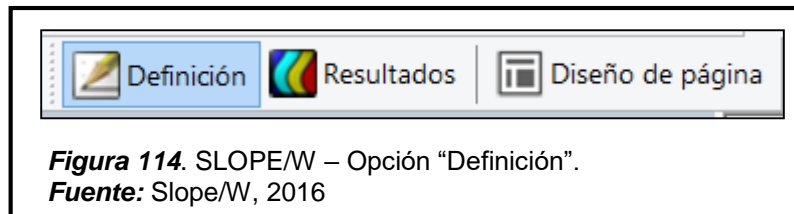


**Figura 113.** SLOPE/W – Ventana “Diseño de página”.

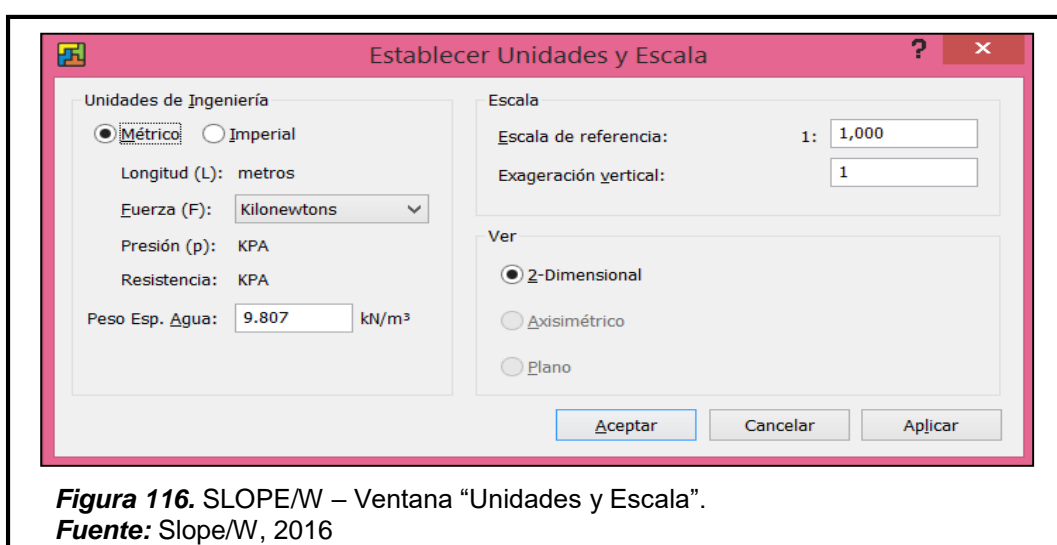
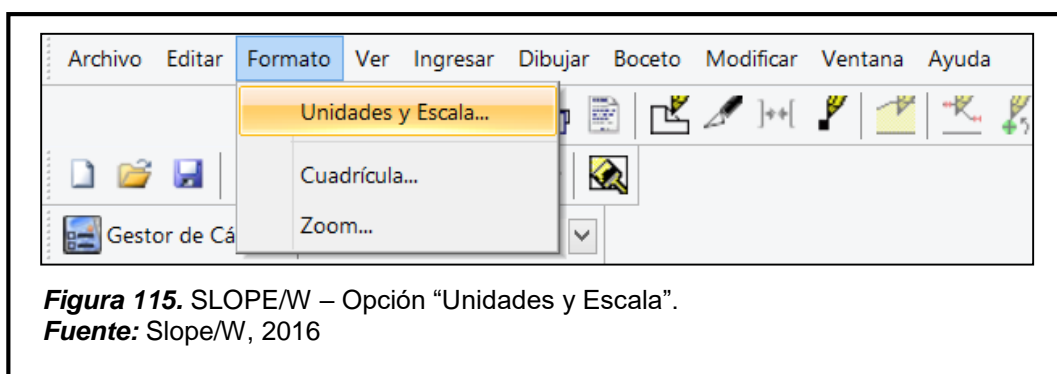
**Fuente:** Slope/W, 2016

Esto abrirá la ventana “Diseño de página” como se muestra en la figura 113, en la cual podemos seleccionar el tamaño de hoja que más se adecue al diseño y a la presentación que deseamos.

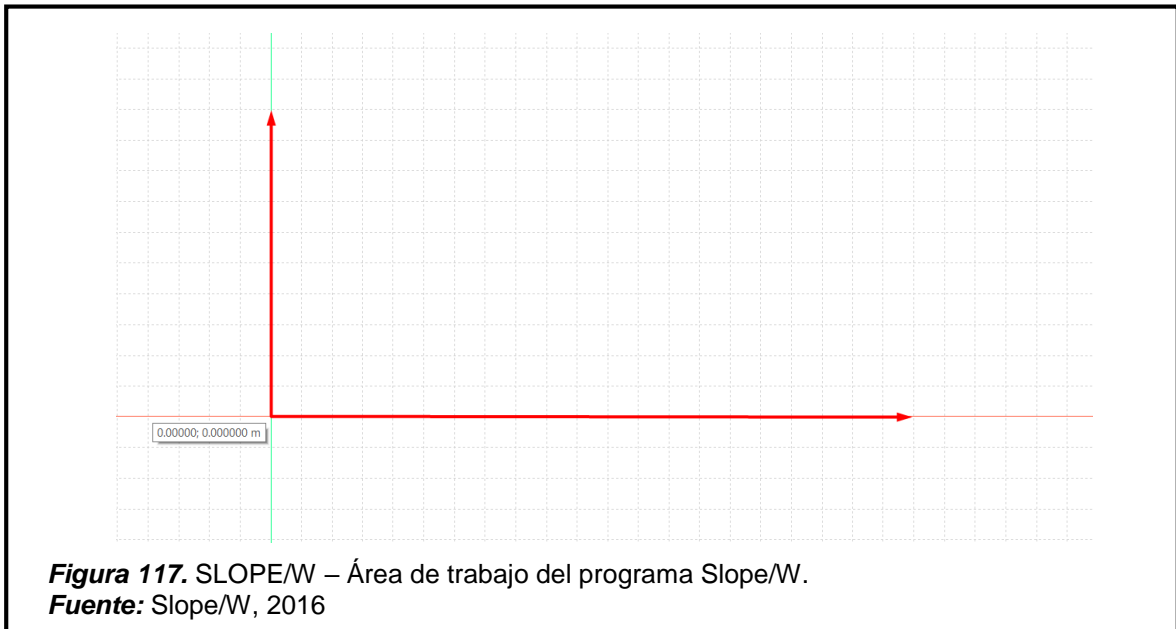
En la barra de tareas seleccionamos la opción **Definición**, de esta manera se desactiva automáticamente la ventana “Diseño de página”, lo cual permite ingresar los datos del diseño.



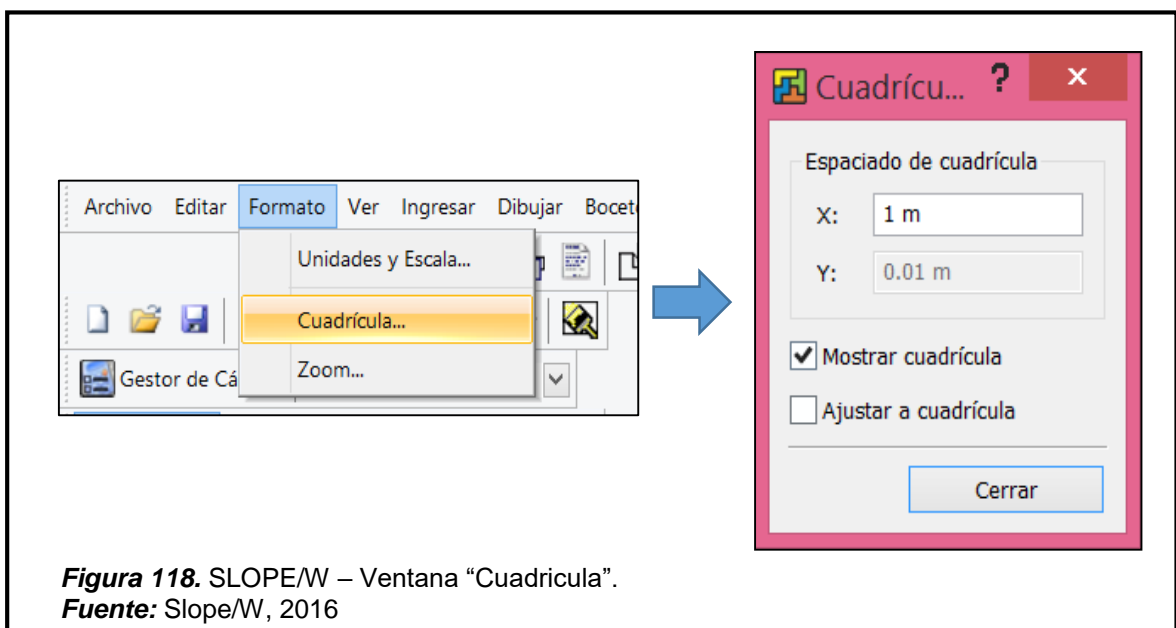
Un paso importantes es poder definir las unidades y la escala del dibujo, en la barra de menú seleccione la opción **Formato / Unidades y Escala**, esto nos permite ingresar a la ventana “Establecer Unidades y Escala”.



En unidades de ingeniería de la figura 116 se selecciona las unidades en las que se desea trabajar, en este caso se emplea el sistema métrico; el valor del peso específico del agua es de  $9.807 \text{ kN/m}^3$  y la escala de referencia es 1:1000, estando está definida en función de las dimensiones de la presa y del diseño de página.

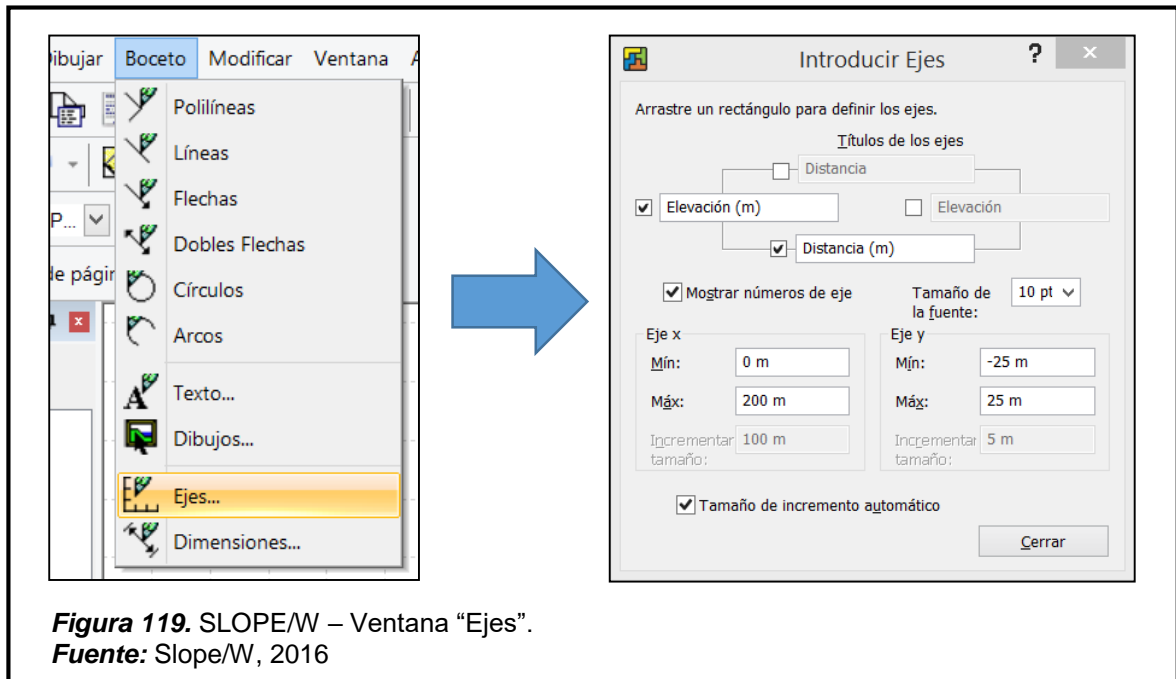


De la barra de menú (parte superior), abriendo la opción **Formato / Cuadrícula**, lo llevara a la ventana “Cuadrícula”, donde podrá ingresar el espaciado de cuadrículas de la malla.

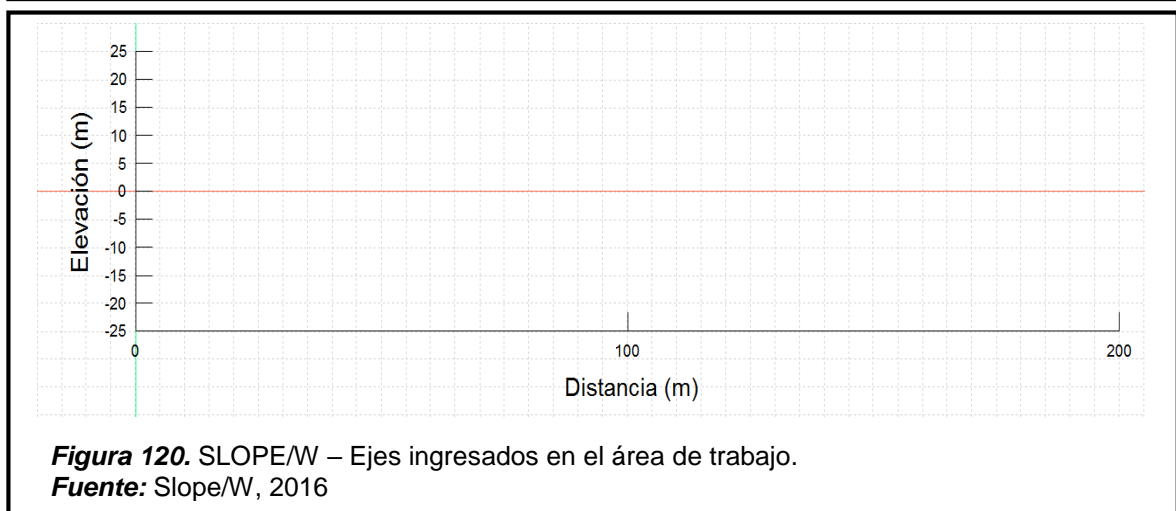


Para ingresar los ejes del boceto nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Boceto / Ejes**.

Según las dimensiones de la sección de la presa se ingresara la descripción y valores de los ejes de coordenados en la ventana “Introducir Ejes”.



**Figura 119.** SLOPE/W – Ventana “Ejes”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

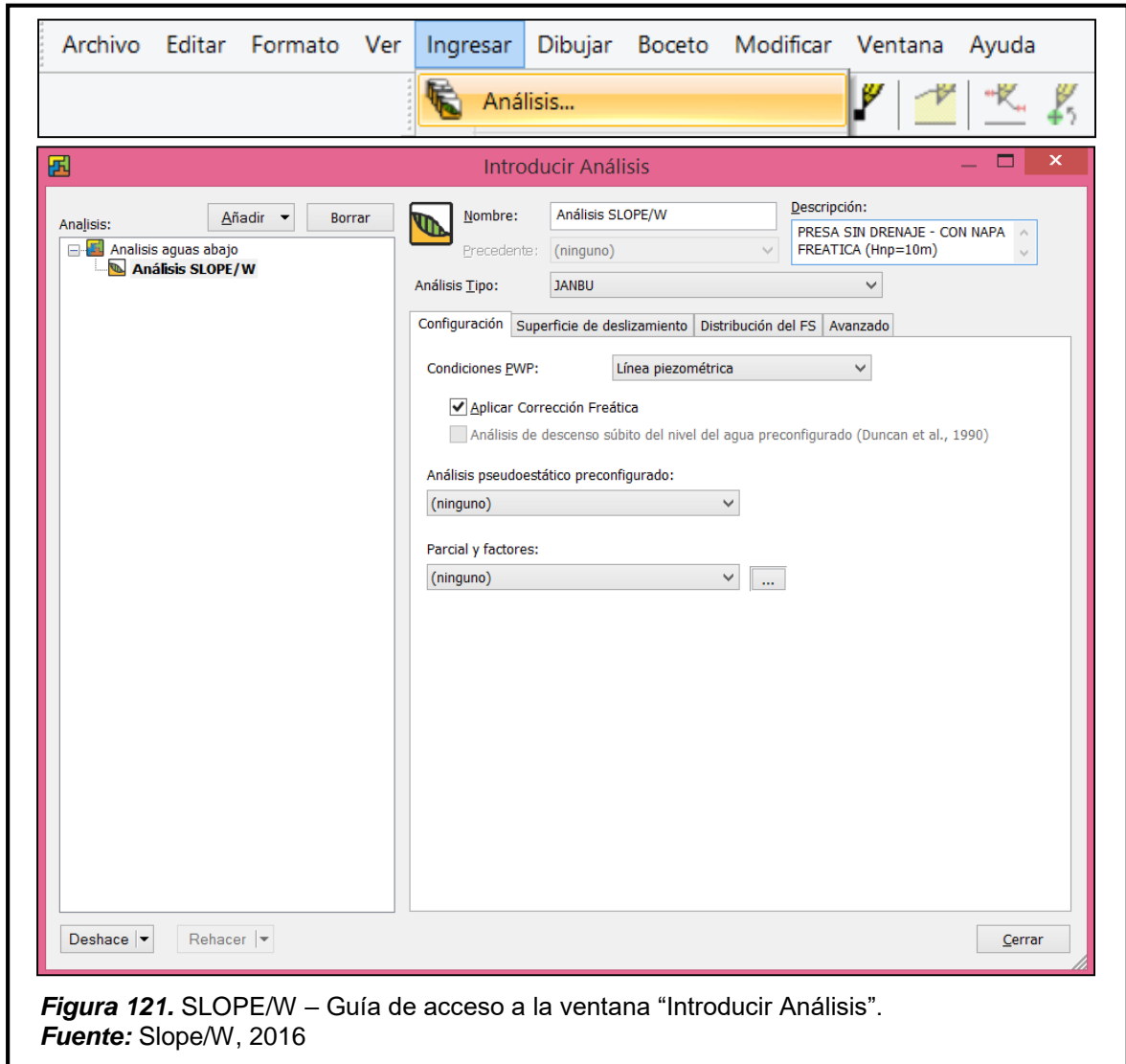


**Figura 120.** SLOPE/W – Ejes ingresados en el área de trabajo.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

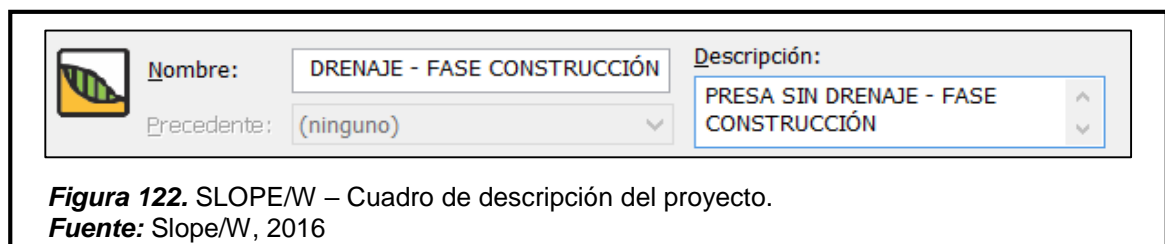
#### C.1.2.4. Configurar datos de análisis

En la barra de Menú seleccionamos la opción **Ingresar / Análisis**, lo cual permite ingresar a la ventana “Introducir análisis”.

En la ventana que se muestra en la figura 121, ingresaremos la información del proyecto, condiciones de trabajo y el tipo de análisis al cual estará sometido nuestro diseño.

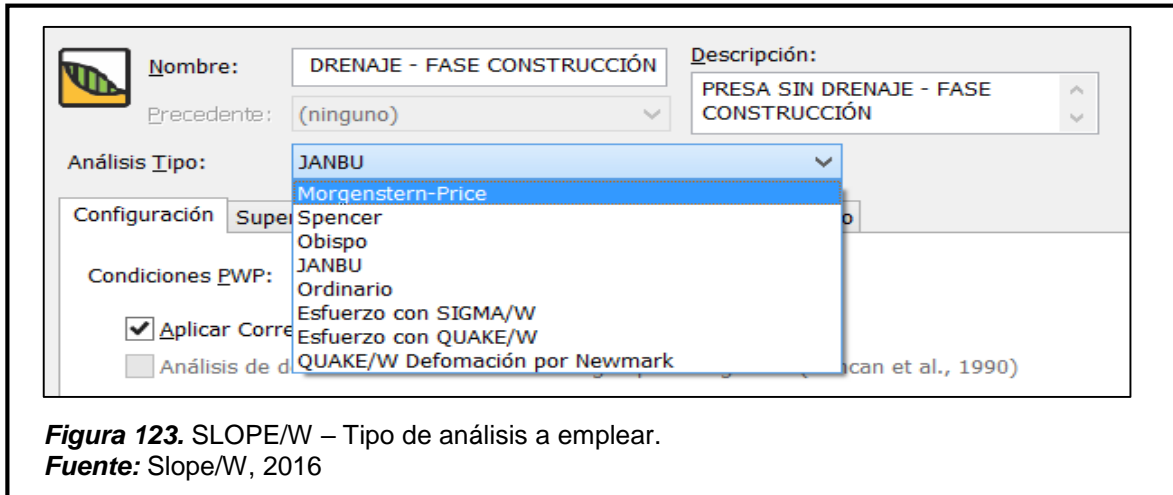


En la ventana “Introducir análisis” nos dirigimos al cuadro de descripción y colocamos el nombre del proyecto.



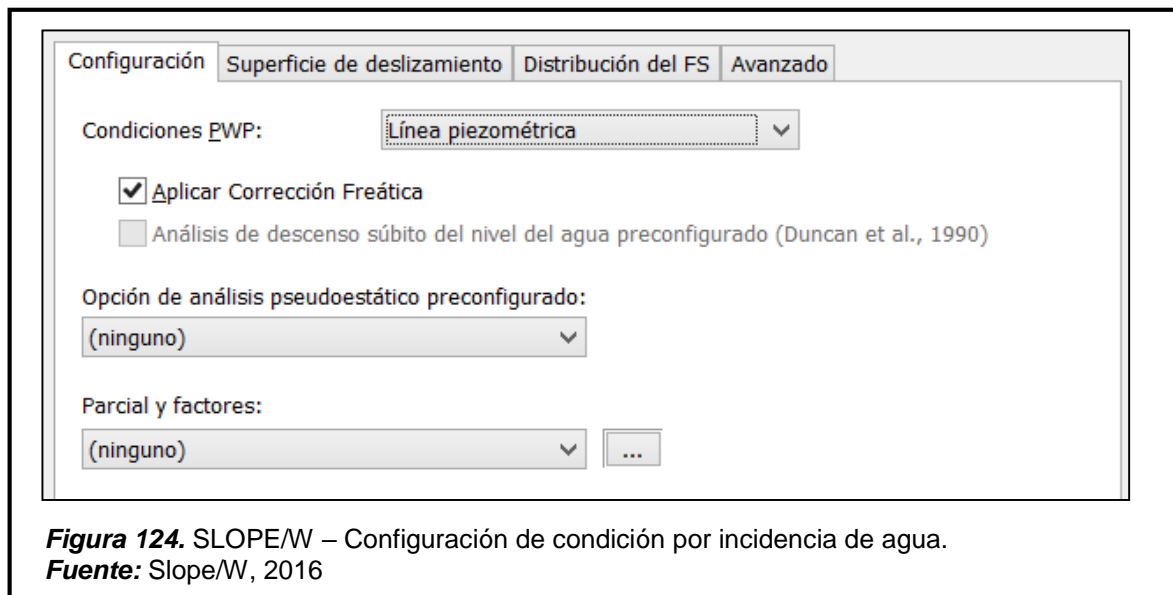
El programa nos permite elegir el tipo de análisis a realizar:

En este caso escogemos el método de Morgenstern-Price, el cual pertenece al bloque Bishop (uno de los métodos más usados y más flexible en su cálculo).



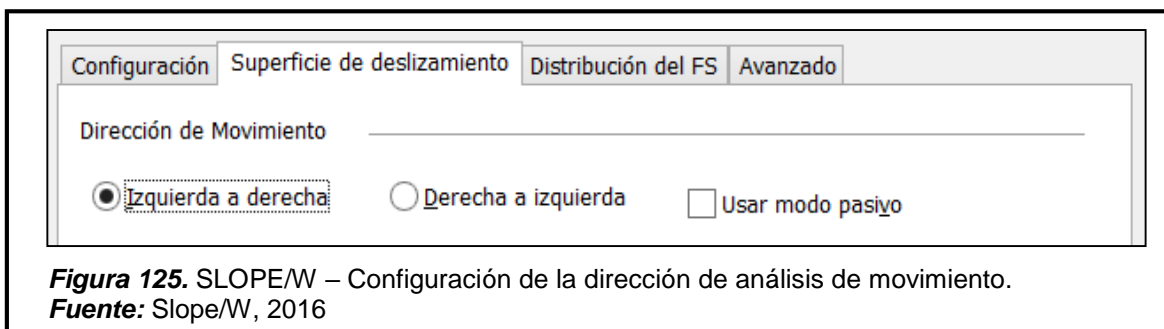
**Figura 123.** SLOPE/W – Tipo de análisis a emplear.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

Se mantiene activa la casilla de “condiciones PWP”, siendo esta la condición por incidencia de agua, debido a que nuestro diseño tiene influencia de napa freática, por lo cual en la barra desplegable seleccionamos “Línea piezométrica”, y para activar este análisis damos clic en “Aplicar corrección freática”.



**Figura 124.** SLOPE/W – Configuración de condición por incidencia de agua.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

El análisis se realizará con incidencia en el talud aguas abajo de la presa; debido a ello la dirección de movimiento es de izquierda a derecha.



**Figura 125.** SLOPE/W – Configuración de la dirección de análisis de movimiento.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

### C.1.2.5. Definir propiedades de los materiales

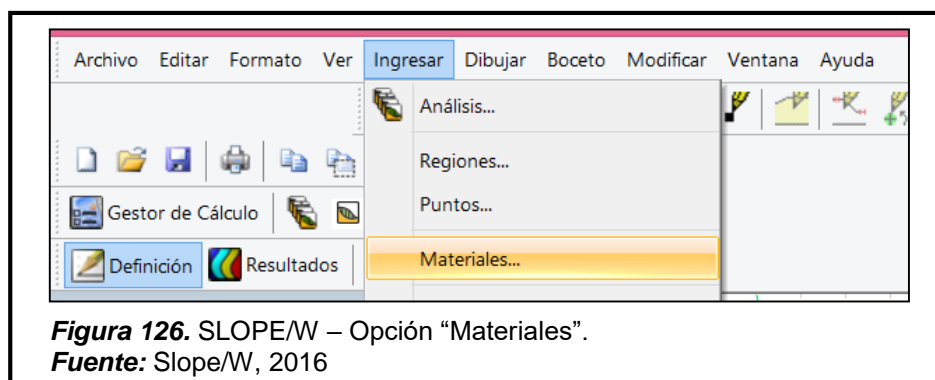
En la tabla 32 se detallan las propiedades mecánicas de los materiales que contemplan cada región en el diseño, dichos resultados fueron obtenidos de la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Señor de Sipán.

**Tabla 32.**  
 SLOPE/W – Tabla de propiedades mecánicas de los suelos a analizar.

PROPIEDADES MECÁNICAS	ARENA LAVADA	CIMENTACIÓN	
		ARENA LAVADA	ARENA SIN LAVAR
PESO ESPECÍFICO ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	24.60	24.60	27.70
COHESIÓN (c) (kN/m <sup>2</sup> )	1.27	1.27	2.06
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ( $\phi$ ) (°)	35.40	35.40	31.10

**Fuente:** Elaboración propia.

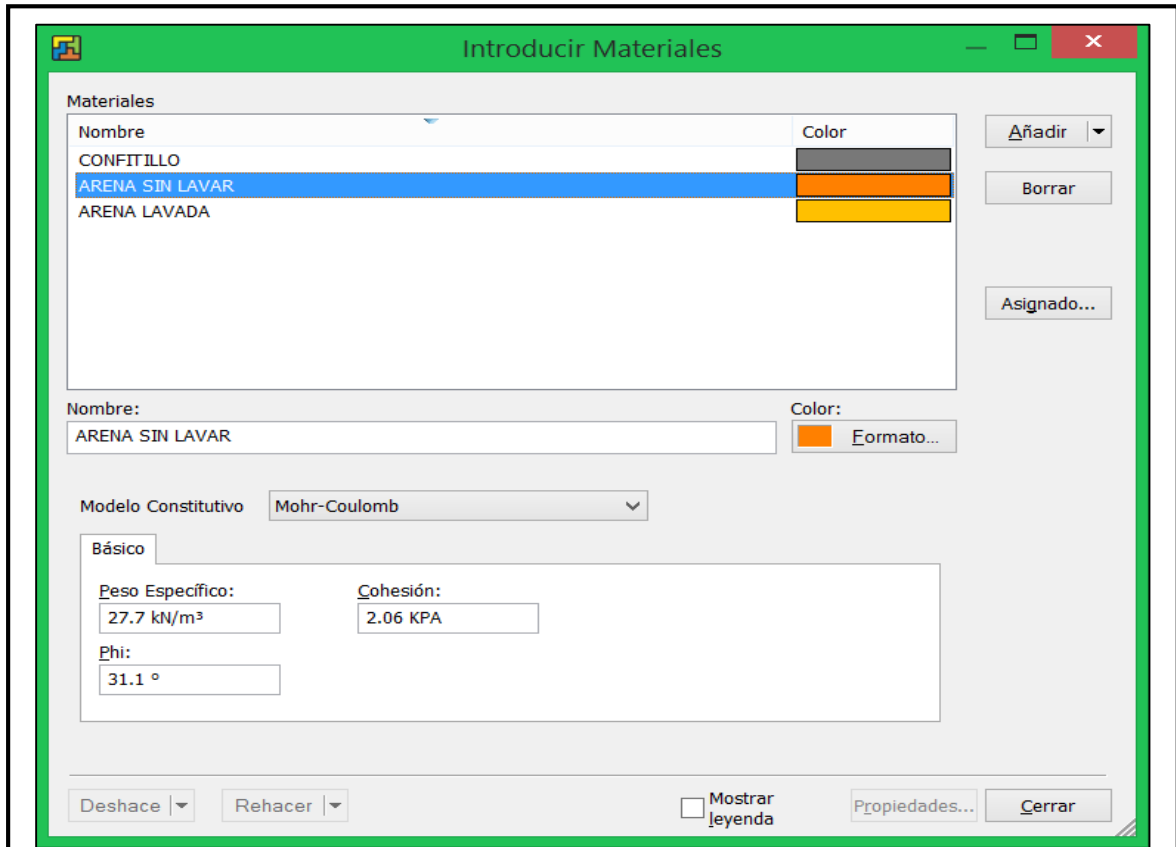
Conociendo las propiedades mecánicas de los materiales; nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Ingresar / Materiales**.



**Figura 126.** SLOPE/W – Opción “Materiales”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016



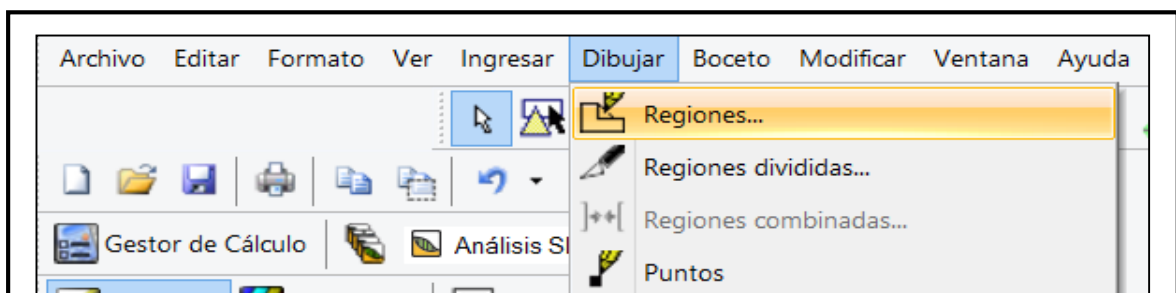
Se abrirá la ventana “Introducir Materiales”, donde añadiremos un material, el cual usa el modelo constitutivo Mohr – Coulomb e ingresamos los datos según la tabla 32.



**Figura 127.** SLOPE/W – Ventana “Introducir Materiales”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

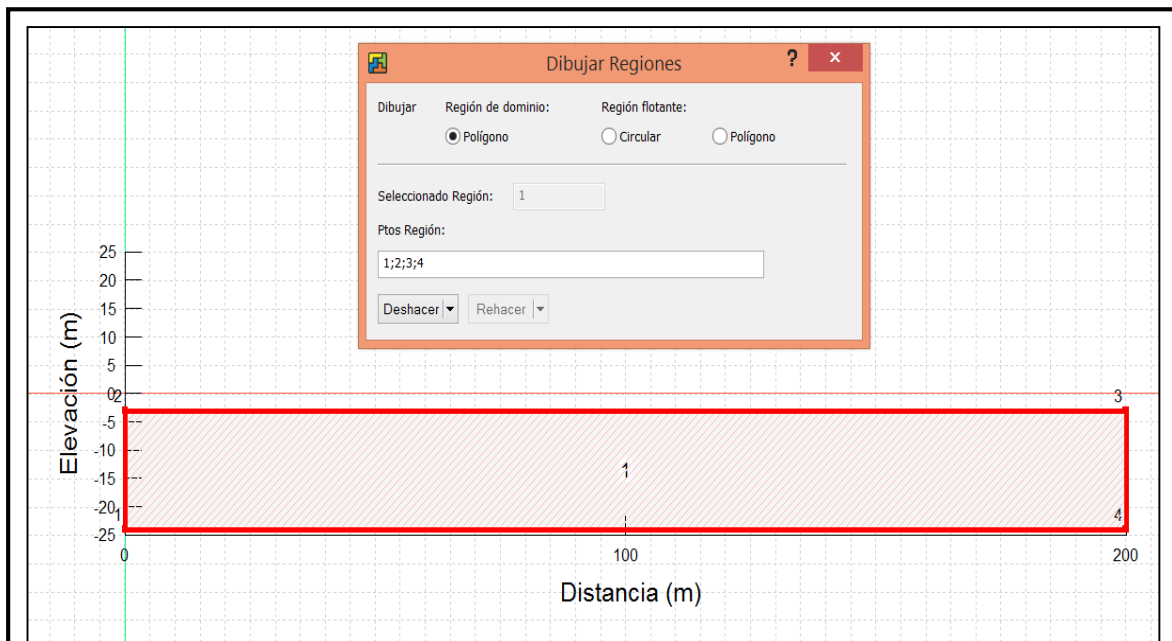
#### C.1.2.6. Definir regiones del diseño

Para definir los contornos del perfil que va a condicionar el cálculo nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Ingresar / Regiones**.



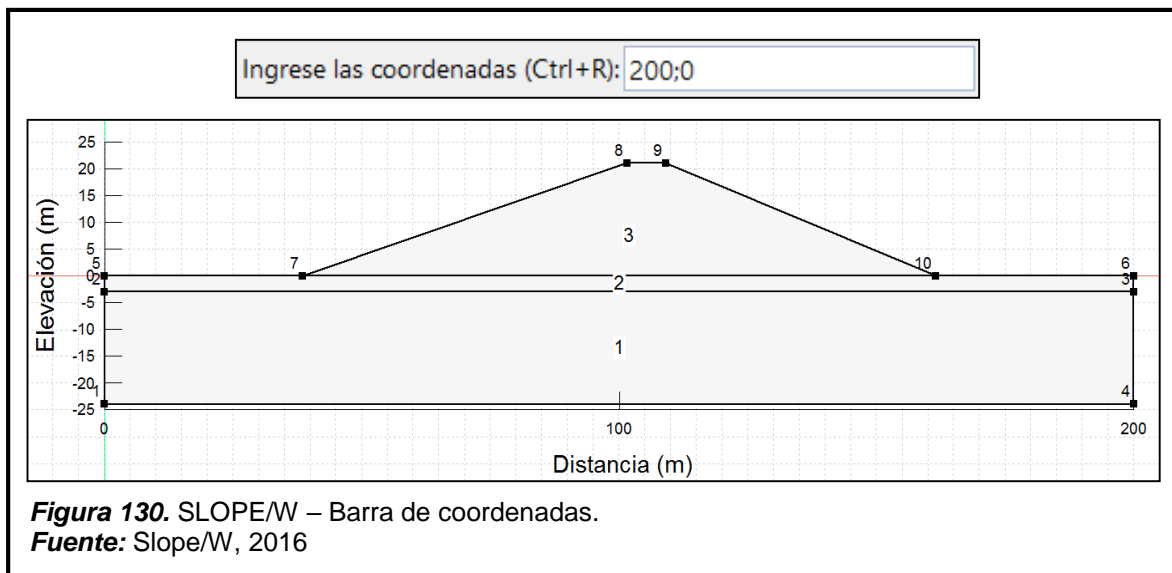
**Figura 128.** SLOPE/W – Opción “Regiones”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

Se tendrá seleccionada la función “Polígono” para el dibujo de las regiones mediante la colocación de las coordenadas correspondientes (según tabla 31).



**Figura 129.** SLOPE/W – Ventana Dibujar regiones.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

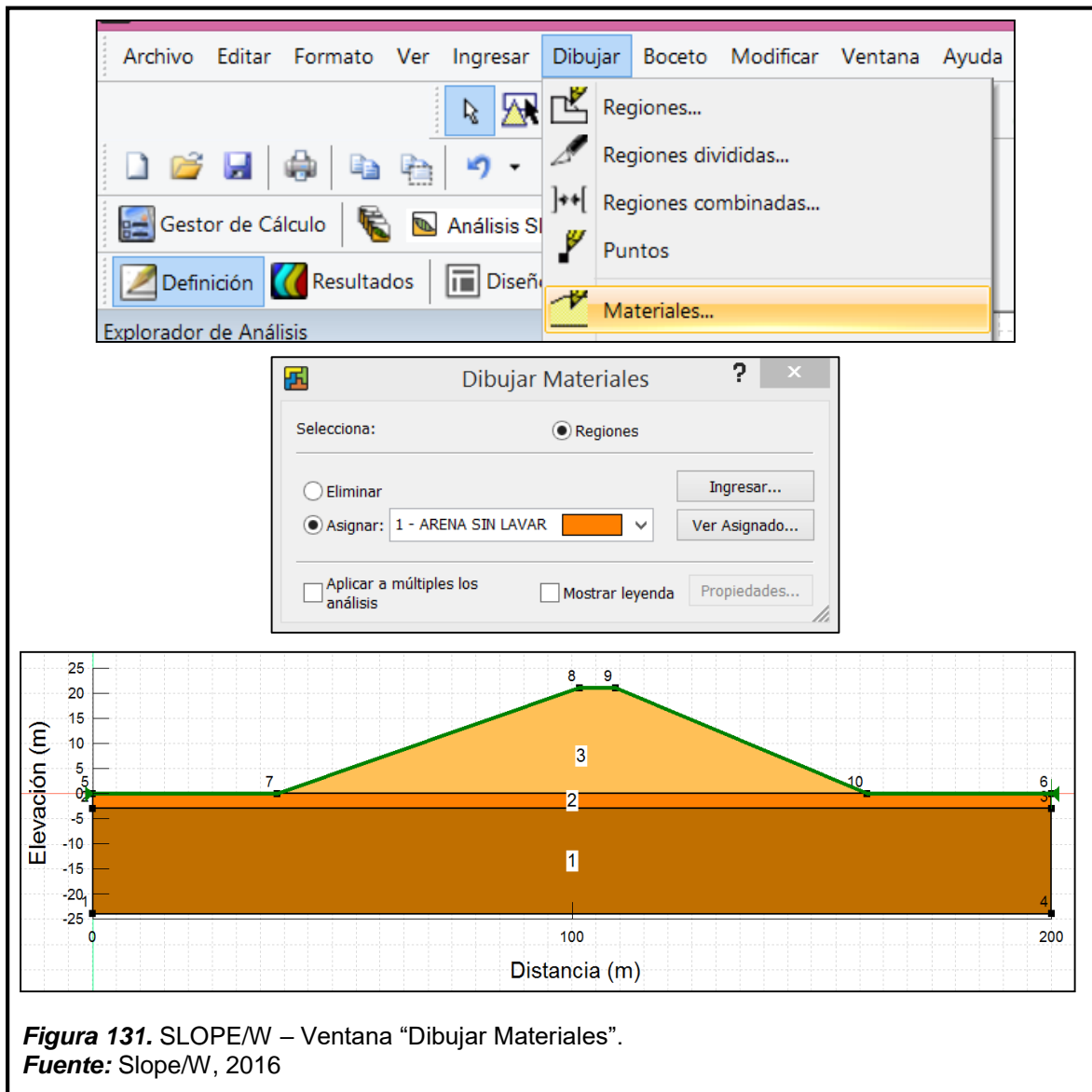
Presionamos (Ctrl + R), para ingresar las coordenadas.



**Figura 130.** SLOPE/W – Barra de coordenadas.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

Para designar las propiedades de los materiales a cada región, nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Dibujar / Materiales**.

Esto abrirá la ventana “Dibujar Materiales”, donde seleccionamos el material a asignar y con el puntero lo dirigimos a la región destinada.



**Figura 131.** SLOPE/W – Ventana “Dibujar Materiales”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016

### C.1.2.7. Dibujar línea piezométrica

Para definir los contornos de la línea piezométrica, tenemos que disponer de las coordenadas de esta:

**Tabla 33.**  
SLOPE/W - Coordenadas de la línea piezométrica.

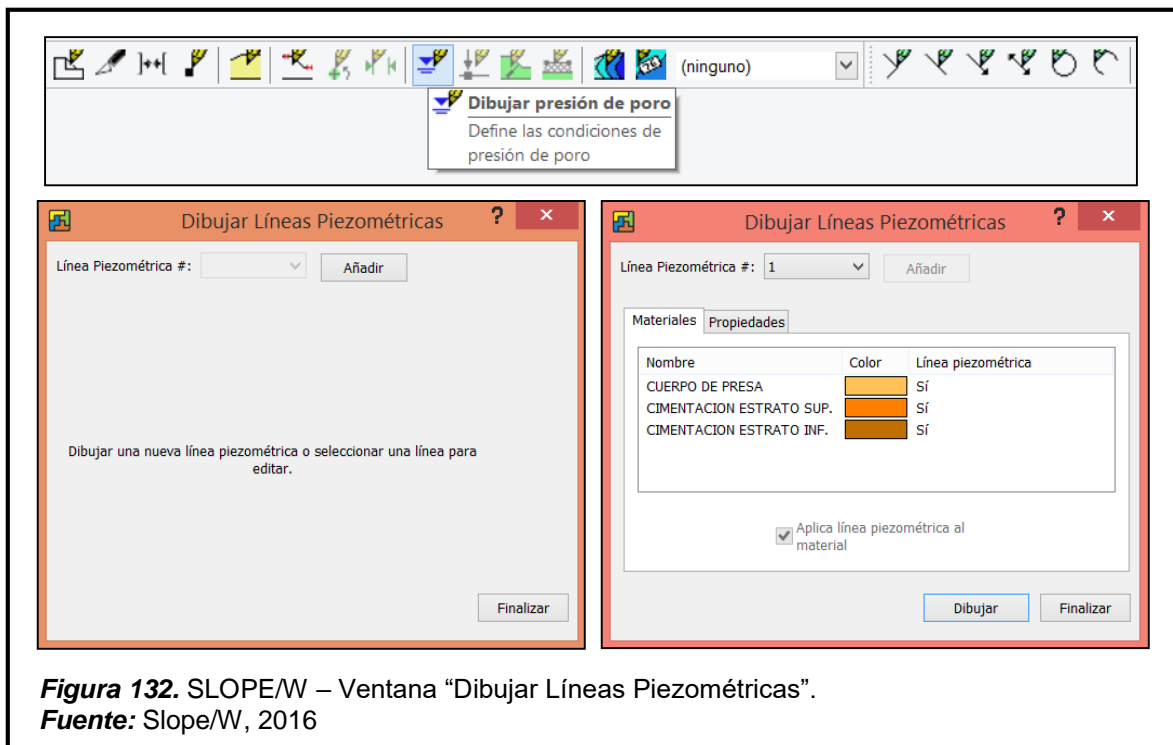
COORDENADAS N.F.			
	X	,	Y
a	0.00	,	-24.00
b	0.00	,	-14.00
c	200.00	,	-14.00
d	200.00	,	-24.00

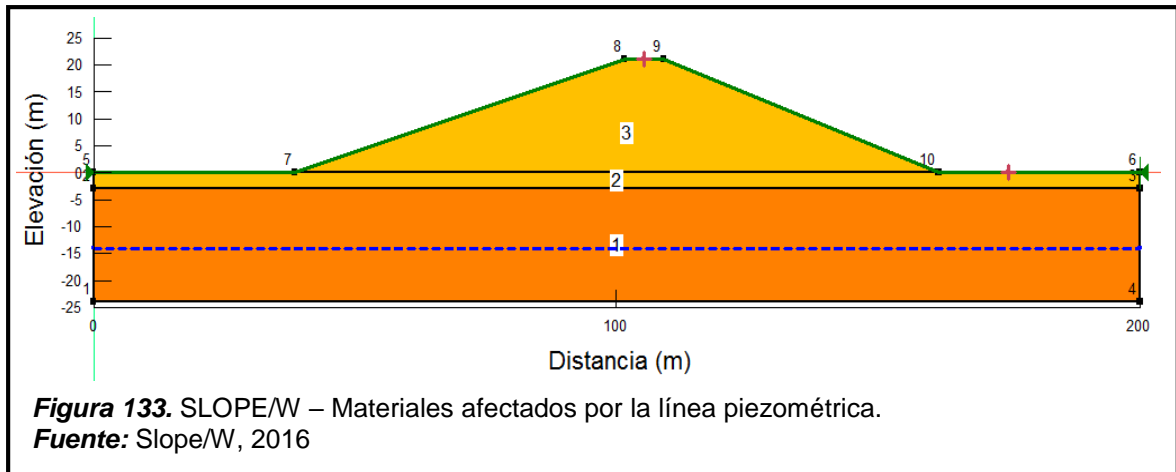
**Fuente:** Elaboración propia

Nos dirigimos a la barra de tareas y damos clic en “Dibujar presión de poro”.

Esto abrirá la ventana “Dibujar Líneas Piezométricas”, donde las coordenadas son ingresadas de la manera en que se explicó “Definir propiedades de los suelos”.

Marcamos todos los suelos que van a ser afectados por la línea piezométrica.



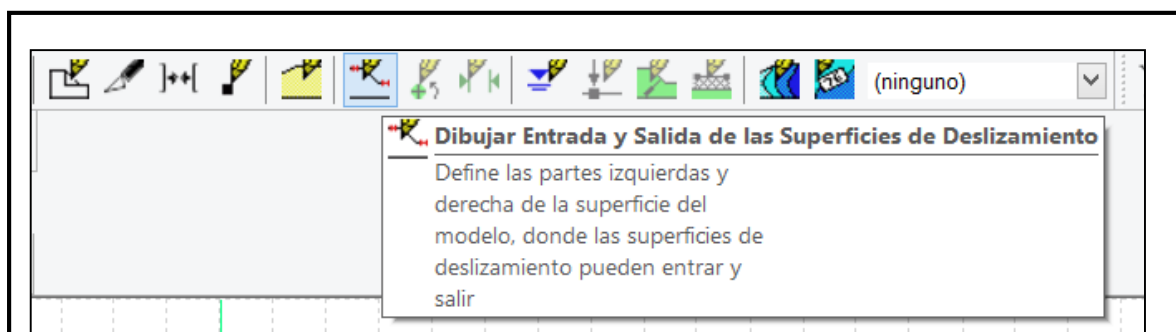


### C.1.2.8. Dibujar el radio de las superficies de deslizamiento

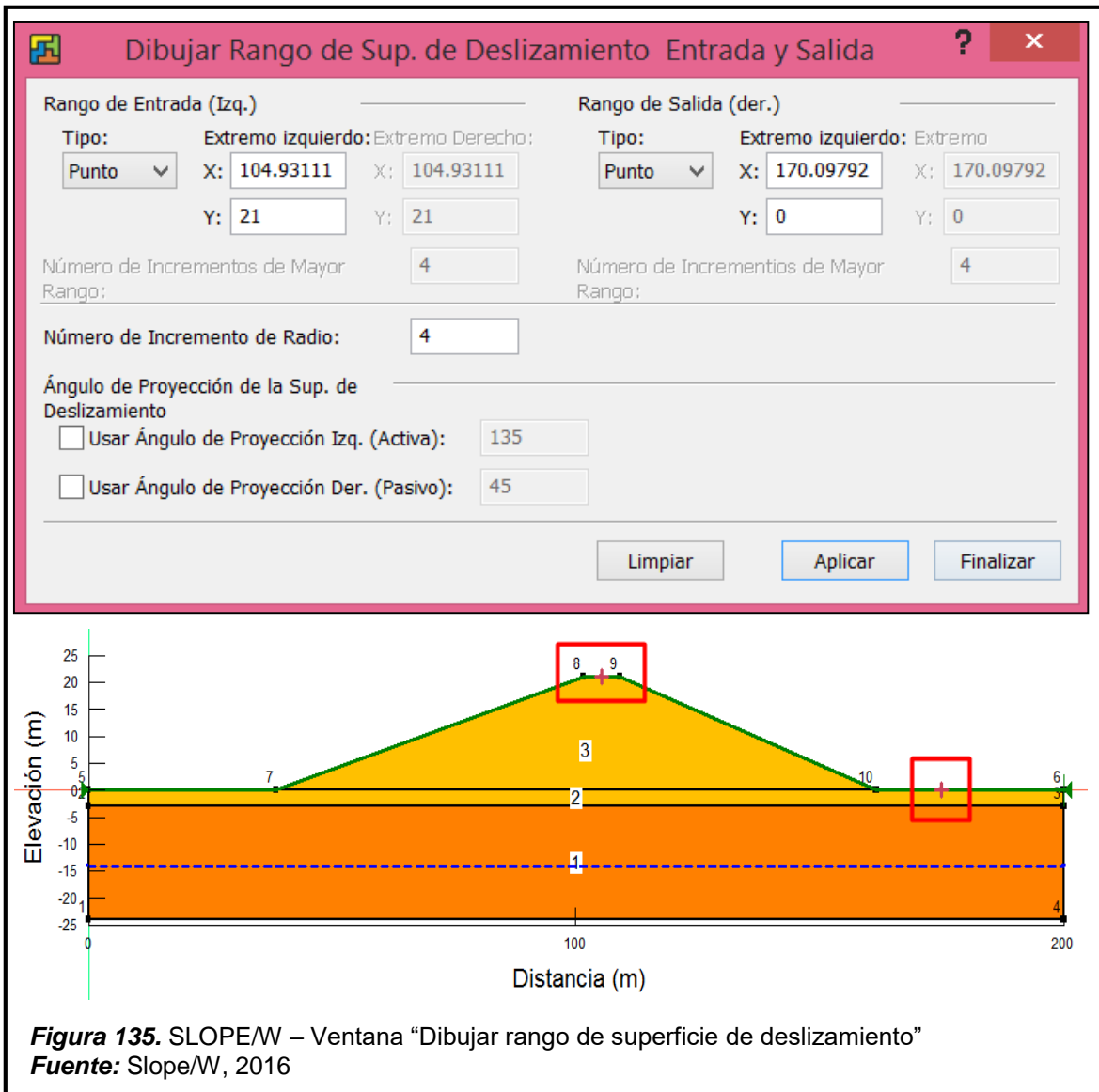
Para el control de la localización de las superficies de deslizamiento es necesario definir los límites de los radios de las mismas. Para esto nos dirigimos a la barra de menú y damos clic en “Dibujar Entrada y Salida de las Superficies de Deslizamiento”.

Ya seleccionado, el cursor del ratón se convierte en una cruz y pulsando con el botón derecho del mouse generamos los dos puntos que van a definir los límites de los radios, empezamos siempre de arriba abajo según la dirección del deslizamiento.

Estos dos puntos creados, son el inicio y final para el análisis de nuestras dovelas.

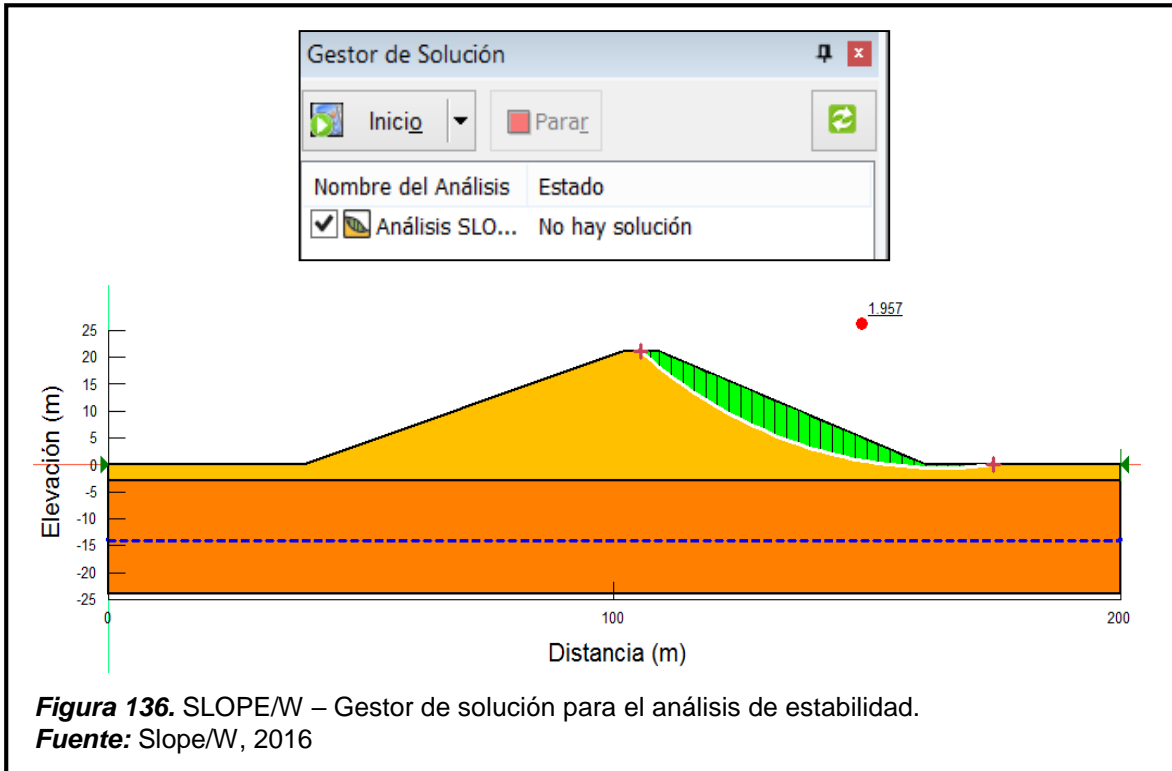


**Figura 134.** SLOPE/W – Opción “Dibujar Entrada y Salida de las Superficies de Deslizamiento”.  
**Fuente:** Slope/W, 2016



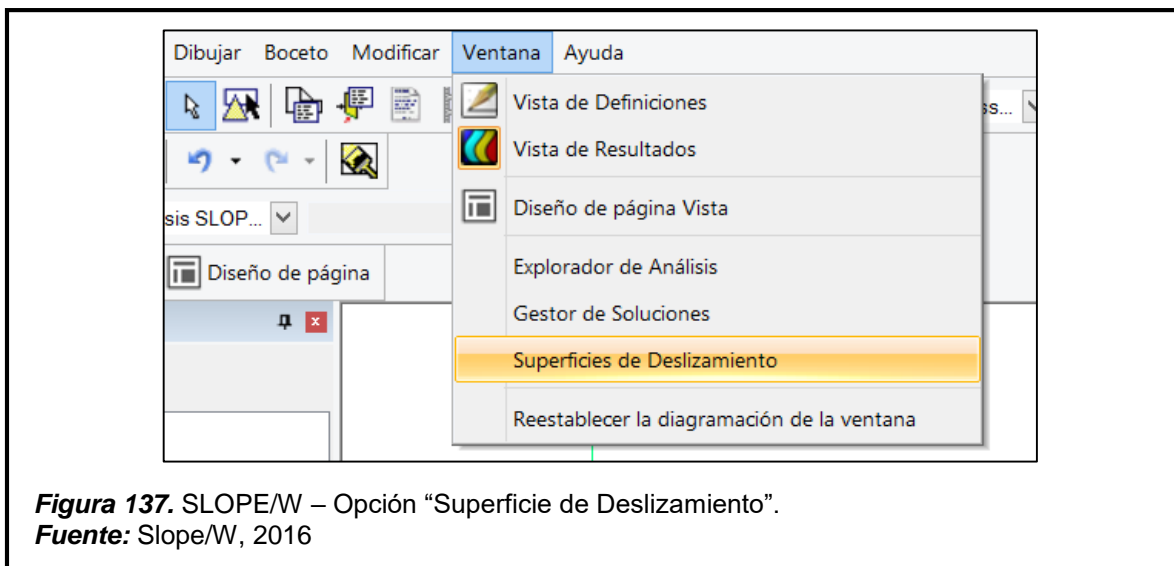
### C.1.2.9. Presentación de resultados

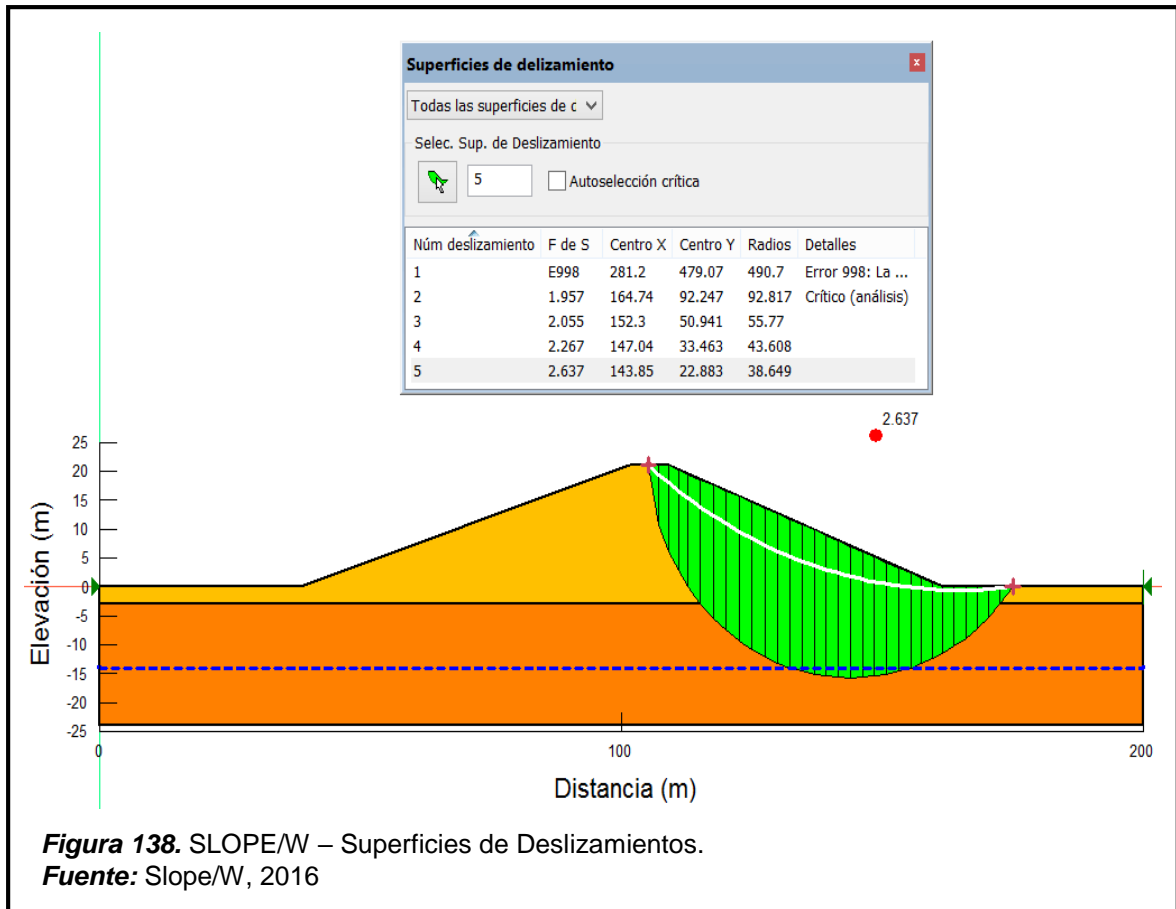
Se procede a iniciar el análisis del diseño, para ello nos dirigimos a la opción **Gestor de Solución**, ubicada en la margen izquierda, donde seleccionamos nuestro análisis y damos clic en “Inicio”.



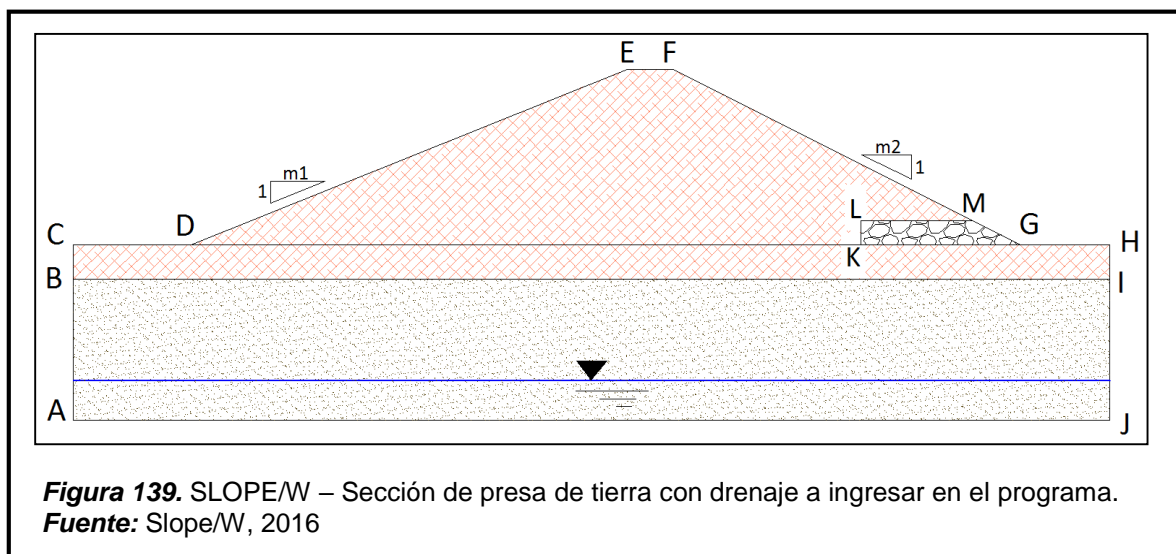
En este caso el factor de seguridad más crítico es 1.957, mayor al 1.5 aceptable para tener un talud en condiciones estables.

Si nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Ventana / Superficies de Deslizamiento**, se nos abrirá la ventana del mismo nombre, donde podemos ver la variación de las superficies de deslizamiento con su debido factor de seguridad.





Ahora se realizará el siguiente diseño el cual representa la sección de una presa de tierra homogénea con un sistema de drenaje tipo horizontal aguas debajo de ésta; donde las letras en mayúsculas simbolizan cada vértice de la figura, del cual se extraerán sus coordenadas.





**Tabla 34.**

SLOPE/W - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje.

COORDENADAS			
	X	,	Y
A =	0.00	,	-24.00
B =	0.00	,	-3.00
C =	0.00	,	0.00
D =	38.50	,	0.00
E =	101.50	,	21.00

COORDENADAS			
	X	,	Y
F =	109.00	,	21.00
G =	157.25	,	1.70
H =	200.00	,	0.00
I =	200.00	,	-3.00
J =	200.00	,	-24.00

**Fuente:** Elaboración propia.

En esta ocasión se hará el análisis para un drenaje tipo horizontal con una longitud de 25m, del cual sus coordenadas son las siguientes:

**Tabla 35.**

SLOPE/W - Coordenadas del sistema de drenaje tipo horizontal L=25m.

FILTROS			
F =	25 cm	X	, Y
K =		129.00	, 0.00
L =		129.00	, 3.00
M =		154.00	, 3.00
G =		161.50	, 0.00

**Fuente:** Elaboración propia.

Durante el desarrollo de la investigación también se realizó el análisis para drenajes tipo horizontal con una longitud de 5, 10, 15, 20 metros cada uno.

Donde las propiedades mecánicas del filtro obtenidas de la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Señor de Sipán son:

**Tabla 36.**

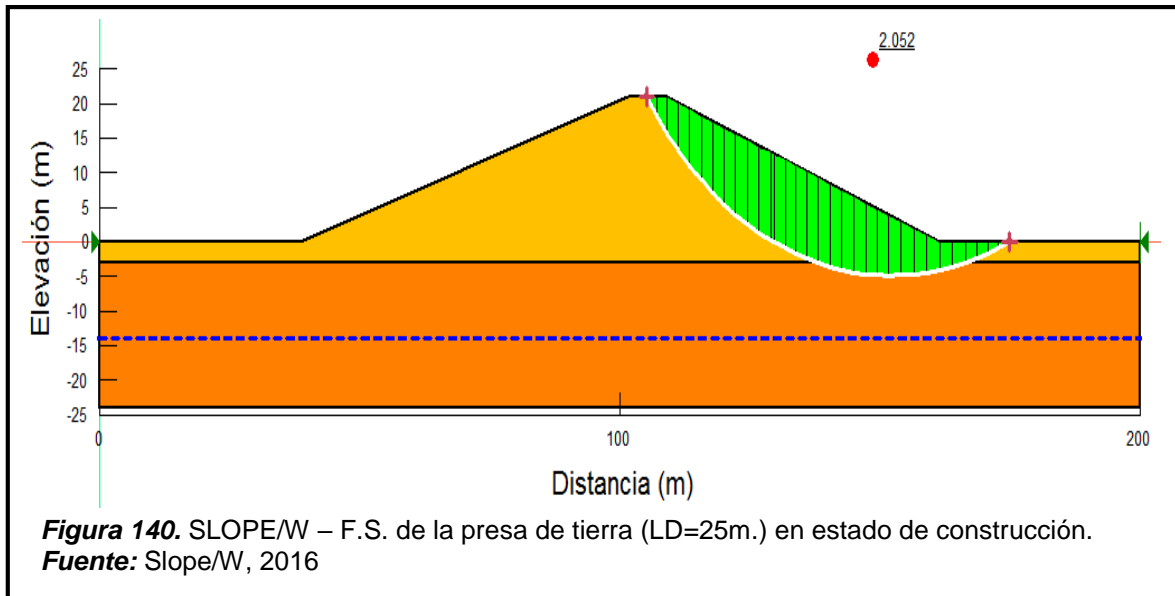
SLOPE/W – Tabla de propiedades mecánicas del material de drenaje.

PROPIEDADES MECÁNICAS		DRENAJE
PESO ESPECÍFICO ( $\gamma$ )	(kN/m <sup>3</sup> )	22.26
COHESIÓN (c)	(kN/m <sup>2</sup> )	0.00
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ( $\phi$ )	(°)	45.00

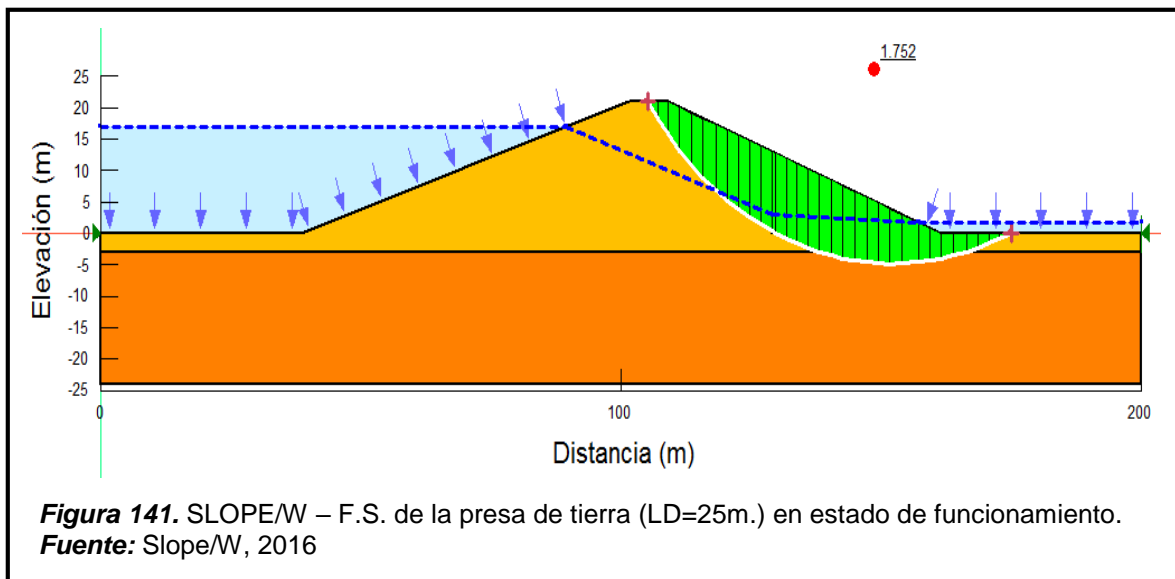
**Fuente:** Elaboración propia.

Teniendo en cuenta estos parámetros y siguiendo la secuencia mencionada anteriormente de la presa sin drenaje tenemos como resultado:

El valor del factor de seguridad más crítico es 2.052, mayor al 1.50 aceptable.



Otra condición es cuando el tirante es colocado aguas arriba del embalse (entra en funcionamiento), siendo el factor de seguridad 1.752; este valor es mucho mayor a 1.50, debido al efecto estabilizador del agua.



## C.2. Verificación del flujo de agua

### C.2.1. Principios teóricos

#### C.2.1.1. Gradiente hidráulico

El método del gradiente hidráulico permite tener una clara concepción física de las características generales del flujo de agua en suelos, para ello emplearemos la llamada red de flujo, formada por infinidad de curvas pertenecientes a dos familias de líneas ortogonales (las de flujo y las equipotenciales).

Se empleará el fundamento teórico de la sección D.5.1 del apartado 2.3. “Bases teóricas científicas”, el cual hace mención al cálculo del gasto que pasa a través de un rectángulo de la red de flujo, mediante la aplicación de la ecuación de Darcy; teniendo en cuenta para su uso el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo en análisis, la caída de carga hidráulica ( $\Delta h$ ), el número de canales de flujo ( $n_f$ ), el número de caídas de carga ( $n_e$ ) y la relación entre los lados del cuadrado ( $a/b$ ).

El caudal total que pasa a través del medio en análisis será calculado multiplicando el caudal a través de un canal de flujo por el número de canales de flujo.

Recordando las ecuaciones 37 y 38.

$$q_c = k * i * A_c$$

$$\Delta q = K_c * \left(\frac{\Delta h}{b}\right) * A_c$$

$$q_c = n_f * \Delta q = K_c * h * \frac{n_f}{n_e} * \frac{a}{b}$$

### C.2.1.2. Fórmula de Dupuit

Se empleará el fundamento teórico de la sección A.1 del apartado 2.3 “Bases teóricas científicas”, donde hace mención a la fórmula de Dupuit, esta permite el cálculo del gasto a través de presas homogéneas siendo este valor suficientemente aproximado para fines prácticos. De igual forma también permite el análisis de la línea superior de flujo sin tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida; para ello ambas ecuaciones se basan una distancia “do” (inicia en la intersección del pelo de agua con el talud aguas arriba hasta llegar al punto de desfogue ubicado en el talud aguas abajo).

Recordando las ecuaciones 39 y 40.

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d_o} x$$

$$q_c = K_c * \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 * d_o} \right)$$

### C.2.1.3. Fórmula de A. Casagrande

A. Casagrande mantiene las hipótesis de Dupuit, pero sugiere que a fin de satisfacer la condición de entrada, el punto de arranque de la parábola se encuentre a una distancia 0.3m de la intersección del pelo de agua con el talud aguas arriba; siendo “m”, la distancia horizontal entre dicha intersección y el inicio del talud aguas arriba.

A diferencia de Dupuit, A. Casagrande para estimar su gasto a través de presas homogéneas en su ecuación emplea una distancia “d” (inicia a una distancia 0.3m de la intersección del pelo de agua con el talud aguas arriba hasta llegar al punto de desfogue ubicado en el talud aguas abajo).

Recordando las ecuaciones 41 y 42.

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d} x$$

$$q_c = K_c * \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 * d} \right)$$

#### C.2.1.4. Fórmula Kozeny

En la solución de Kozeny para un  $\alpha=180^\circ$ , las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto "O", al igual que Casagrande usa una distancia "d", influenciada por la condición de entrada mencionada en el ítem anterior.

La existencia de un sistema de drenaje tipo horizontal, influye en la ubicación del punto "O" y la longitud "d".

El gasto que fluye a través de la sección de la presa está en función del coeficiente de permeabilidad y el parámetro "yo" (Distancia vertical comprendida entre el punto de desfogue y el punto "O"), siendo este último directamente proporcional con la longitud "d".

Recordando las ecuaciones 44 y 45.

$$x = \frac{y^2 - y_o^2}{2y_o}$$

$$q = ky_o = 2ka_o$$

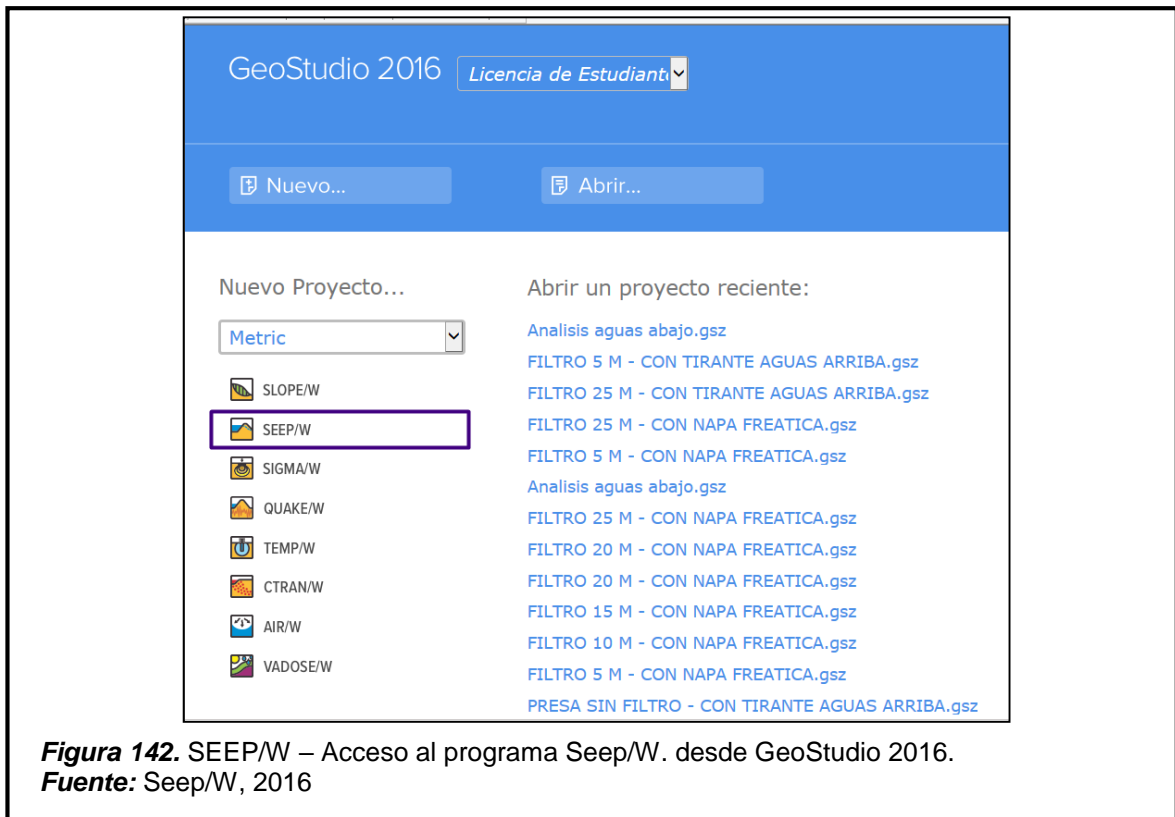
#### C.2.2. GeoStudio (Seep/W)

##### C.2.2.1. Presentación del programa

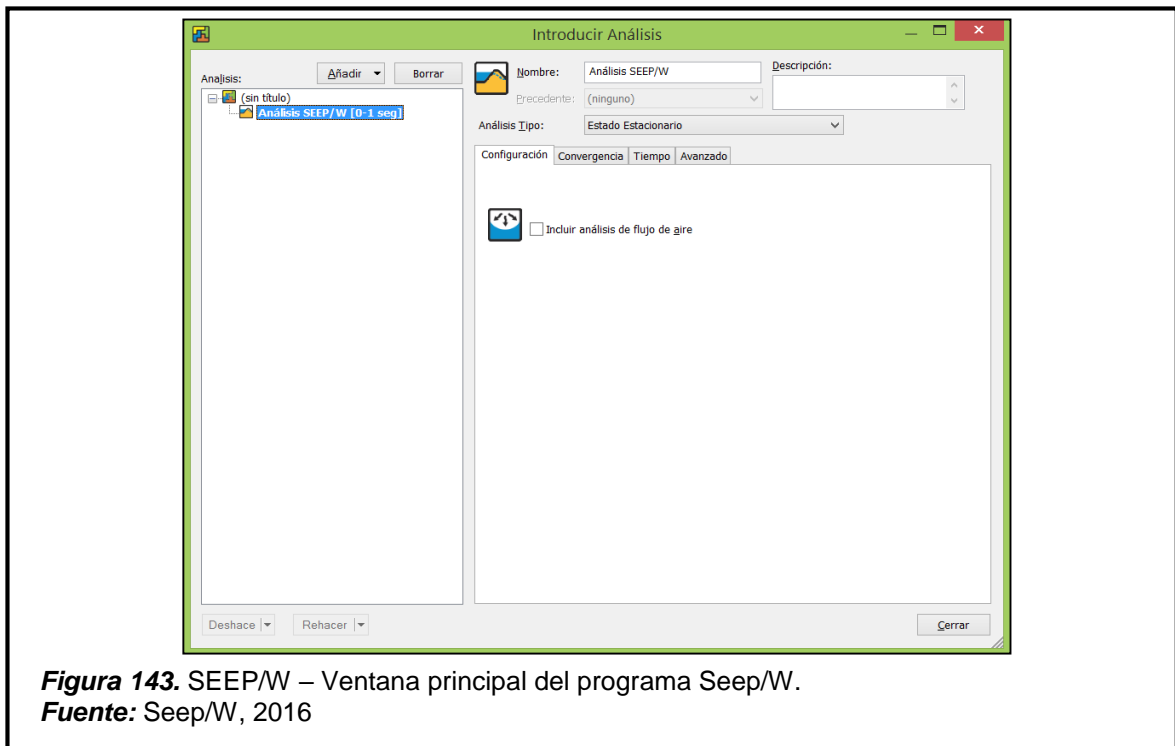
El programa SEEP/W en su versión 2016, nos permite la modelización y estudio de las redes de flujo en medios permeables, para ello emplea dos tipos fundamentales de análisis: el primero es régimen estacionario (el tiempo no interviene como variable en el proceso) y el segundo es régimen transitorio (se tiene en cuenta la evolución del sistema con el tiempo).

En la versión reducida con licencia de estudiante, existen ciertas limitaciones en cuanto a la generación de modelos, cantidad de materiales a analizar, etc.

Para acceder al programa, primero ingresamos a la plataforma de GeoStudio 2016, y seleccionamos SEEP/W.



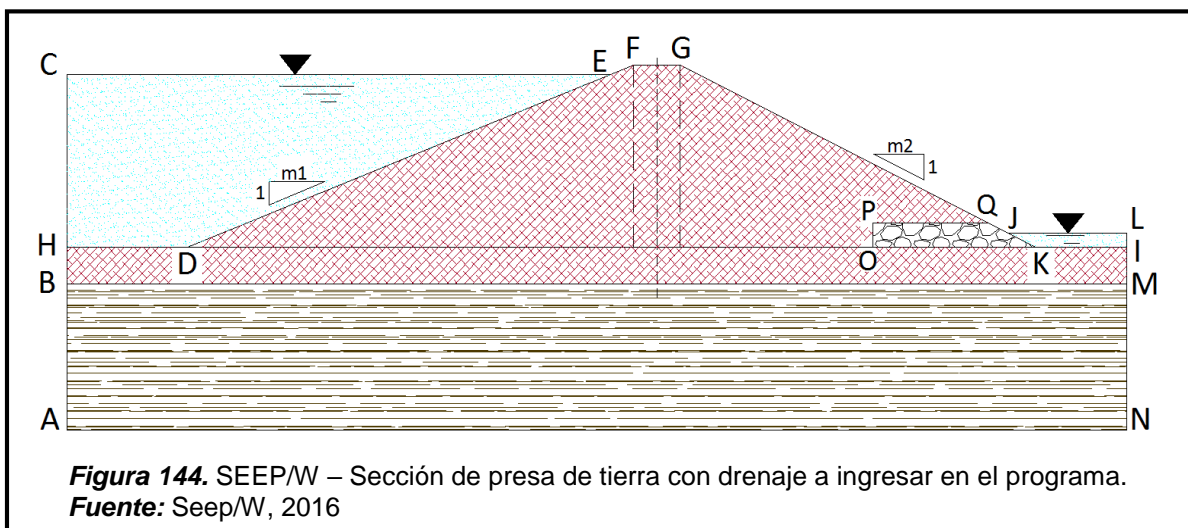
Una vez pulsado el ícono nos aparece la ventana principal del programa.



### C.2.2.2. Diseño a analizar

El siguiente diseño presenta una sección de presa de material homogéneo con presencia de un sistema de drenaje tipo horizontal ( $L_d = 25$  m.); la altura de la presa es de 21m, tirante aguas arriba de 17m y tirante aguas debajo de 1.7m. Su cimentación consta de dos estratos y se pide realizar el estudio de las redes de flujo.

Con el apoyo del programa AutoCAD obtendremos las coordenadas de cada vértice en el diseño, siendo el origen de las coordenadas el punto "H".



**Tabla 37.**  
 SEEP/W - Coordenadas según sección de presa de tierra con drenaje.

COORDENADAS		
	X	Y
A =	0.00	-24.00
B =	0.00	-3.00
C =	0.00	17.00
D =	38.50	0.00
E =	89.50	17.00
F =	101.50	21.00
G =	109.00	21.00

COORDENADAS		
	X	Y
H =	0.00	0.00
I =	200.00	0.00
J =	157.25	1.70
K =	161.50	0.00
L =	200.00	1.70
M =	200.00	-3.00
N =	200.00	-24.00

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 38.**  
SEEP/W - Coordenadas del sistema de drenaje.

DRENAJE			
F = 25 m		X	Y
O	=	129.00	0.00
P	=	129.00	3.00
Q	=	154.00	3.00
K	=	161.50	0.00

**Fuente:** Elaboración propia.

Los valores de m1 y m2, son 3 y 2.5 respectivamente.

### C.2.2.3. Escala de dibujo, diseño de página y unidades.

Para definir el área de trabajo, las unidades y escala; se seguirá la secuencia descrita en el punto C.1.2.3. del apartado 3.7.2. “Descripción de procesos”, ya que al pertenecer SLOPE/W Y SEEP/W a la plataforma de GeoStudio, este proceso es el mismo.

### C.2.2.4. Configurar datos de análisis

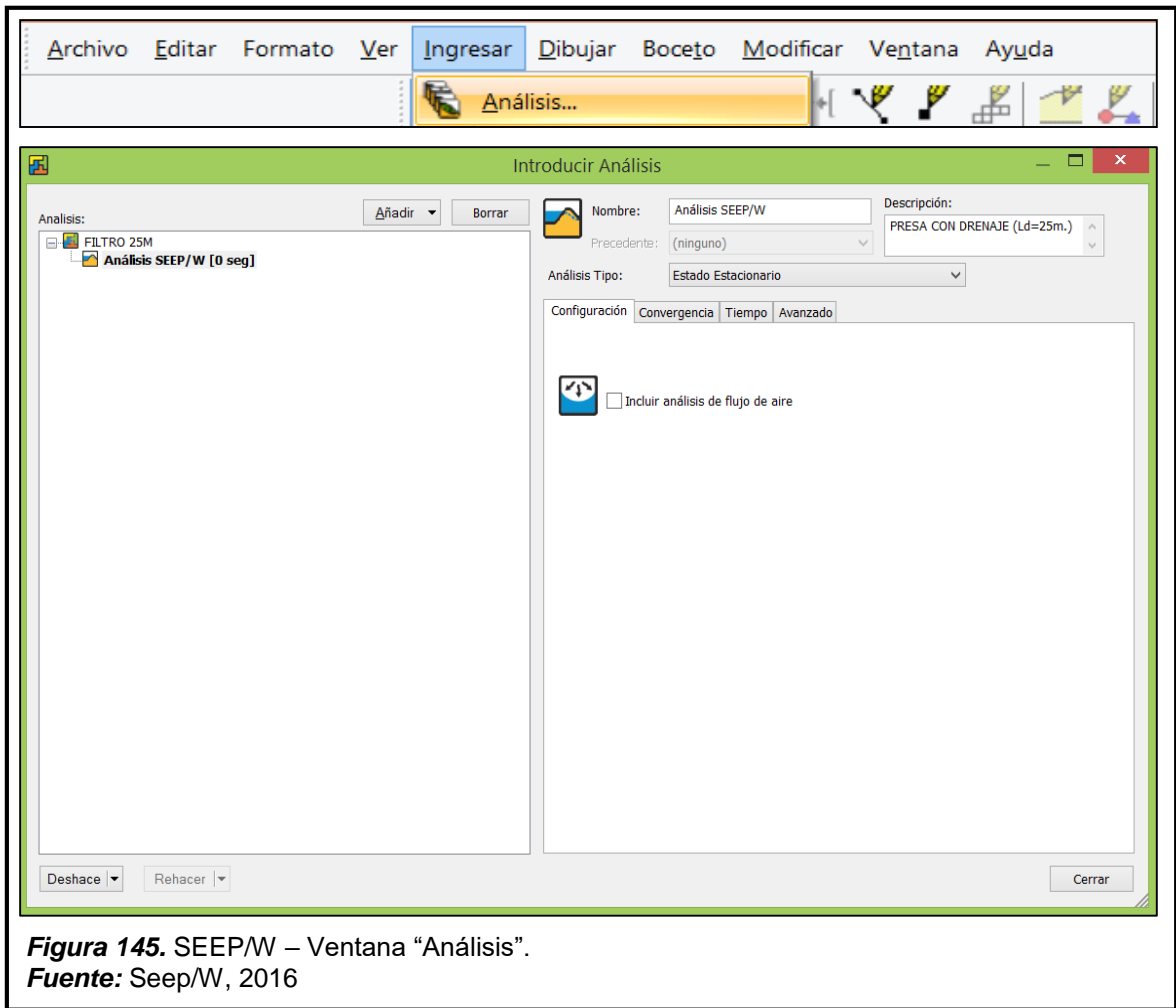
En la barra de Menú, seleccionamos la opción **Ingresar** y luego nos dirigimos a la opción **Análisis**.

Dentro de ella, nos dirigimos al recuadro de descripción y colocamos el nombre del proyecto.

En el tipo de análisis, seleccionamos el “Estado Estacionario”, ya que el tiempo no es una variable en este proceso.

Una vez terminado esa secuencia, ya podemos empezar a introducir: geometrías, mallas, parámetros y todos los datos necesarios (que nos permita determinar el comportamiento de la red de flujo).





**Figura 145.** SEEP/W – Ventana “Análisis”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

### C.2.2.5. Definir propiedades de los materiales

A continuación se presenta un cuadro, el cual detalla los resultados obtenidos de la ejecución de ensayos en el laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Señor de Sipán.

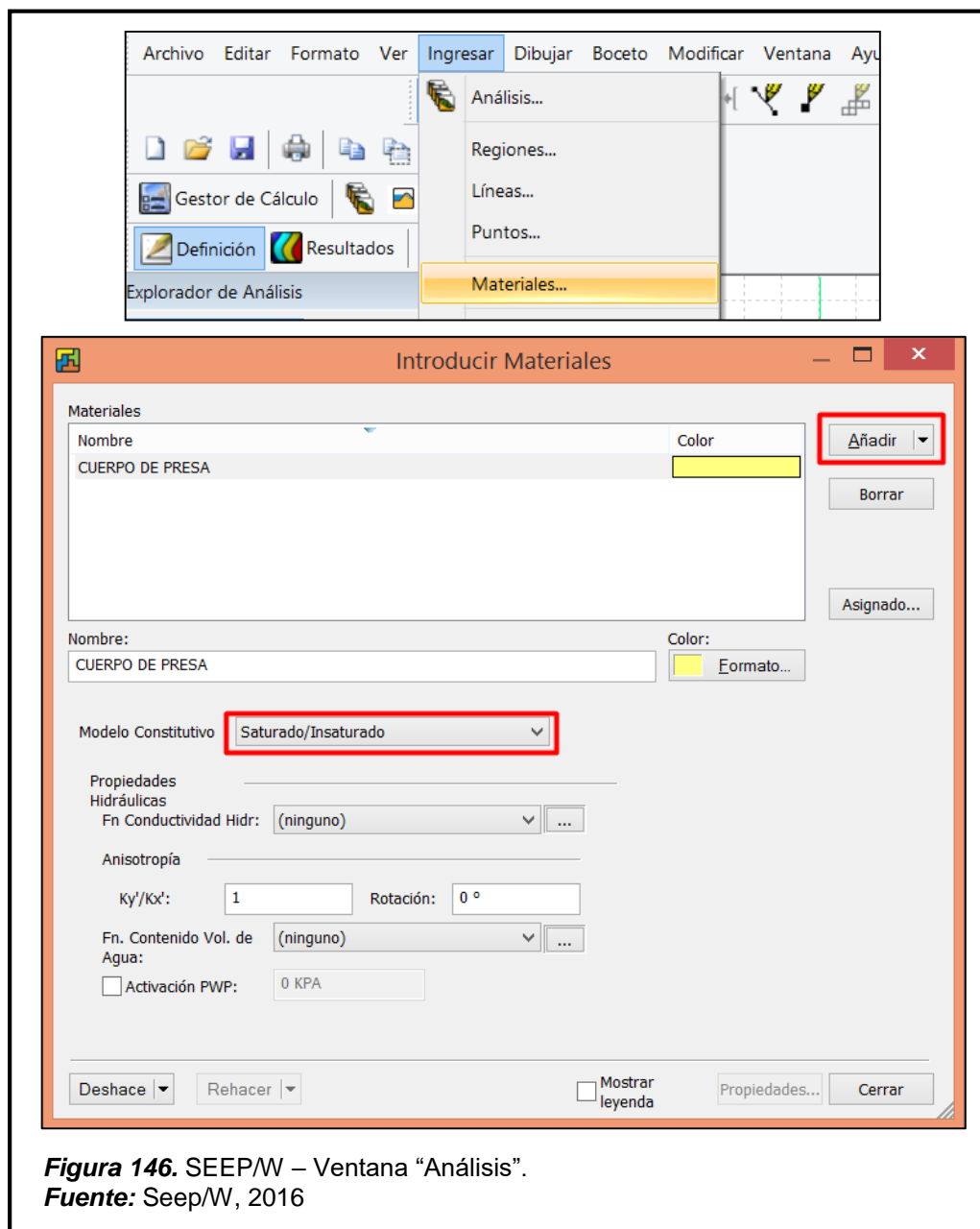
**Tabla 39.**  
*SEEP/W – Propiedades hidráulicas de los suelos en el diseño.*

	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
<b>D10</b>	0.15	0.27	4.94
<b>D60</b>	0.80	0.82	7.04
<b>W saturado (gr/gr)</b>	0.3026	0.2892	0.0355
<b>K Permeabilidad (m/s)</b>	$7.03 \times 10^{-6}$	$7.97 \times 10^{-6}$	$1.65 \times 10^{-4}$

**Fuente:** Elaboración propia.

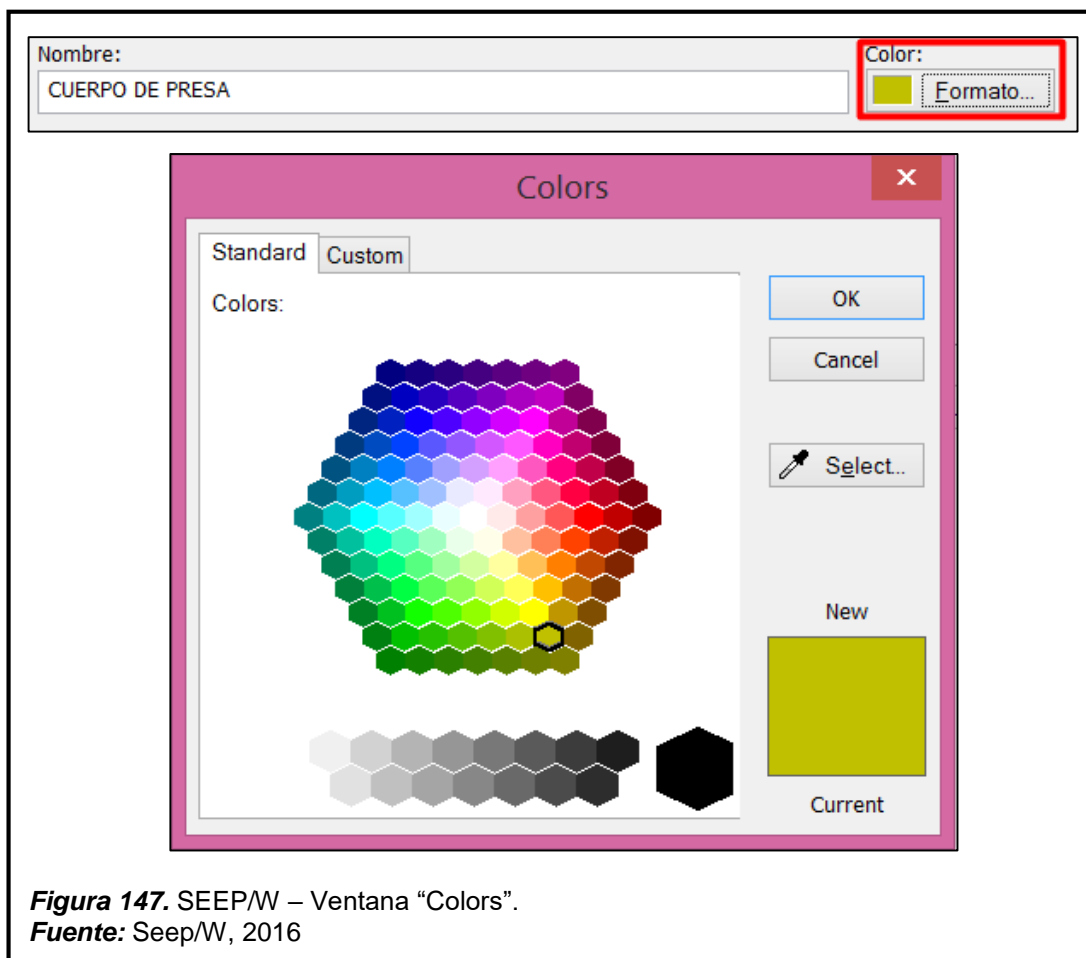
Con los resultados de la tabla 39 nos dirigimos a la barra de menú donde nos dirigimos a la opción **Ingresar / Materiales**, de esa manera nos aparecerá la ventana “Introducir Materiales”.

Para agregar un material damos clic en “Añadir”, hay que tener en cuenta que con la licencia de estudiante solo nos permite añadir tres materiales diferentes. El modelo constitutivo es Saturado /Insaturado, este nos permite ingresar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales.



**Figura 146.** SEEP/W – Ventana “Análisis”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

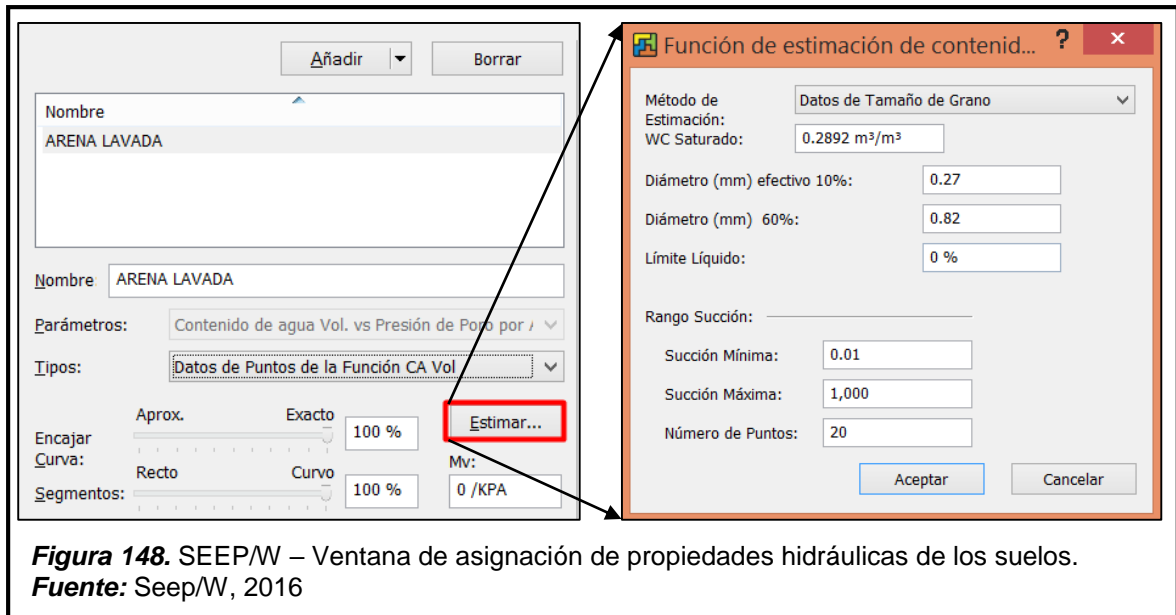
En la barra de color se puede asignar un color a nuestro material según criterio del diseñador.



**Figura 147.** SEEP/W – Ventana “Colors”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

En la opción “Propiedades hidráulicas”, vamos a definir las características hidráulicas de nuestro suelo. En este caso nos dirigimos a la función contenido de agua volumétrica ubicado en la parte inferior izquierda, damos clic en añadir (...); esto añade un nuevo material al cual le tenemos que dar un nombre.

Luego damos clic en el recuadro “Estimar”; se abre la ventana “Función de estimación del contenido de humedad volumétrica” donde ingresamos los datos de nuestro suelo según la tabla 39.



**Figura 148.** SEEP/W – Ventana de asignación de propiedades hidráulicas de los suelos.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

En el casillero “Fn conductibilidad hidráulica” nos introduce al cuadro “Introducir Funciones de Conductividad Hidráulica”, con el cursor damos clic en añadir y luego colocamos un nombre a nuestra función hidráulica, luego en tipos seleccionamos “Datos de Puntos de la Función Hidráulica K”, aquí podemos ingresar nuestros parámetros hidráulicos según la tabla 39.

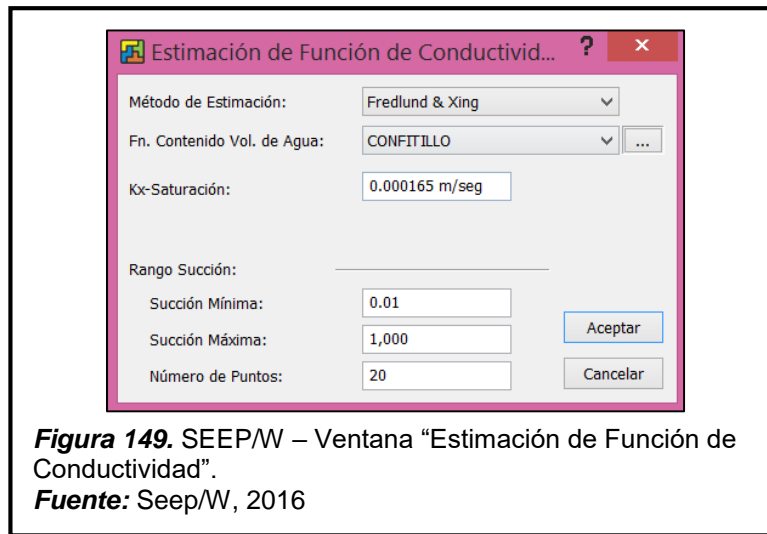
Damos clic en el cuadro “Estimar”, se abre la ventana “Estimación de Función de Conductividad Hidráulica K”.

Existen dos métodos de estimación para el cálculo de la función de conductividad hidráulica”.

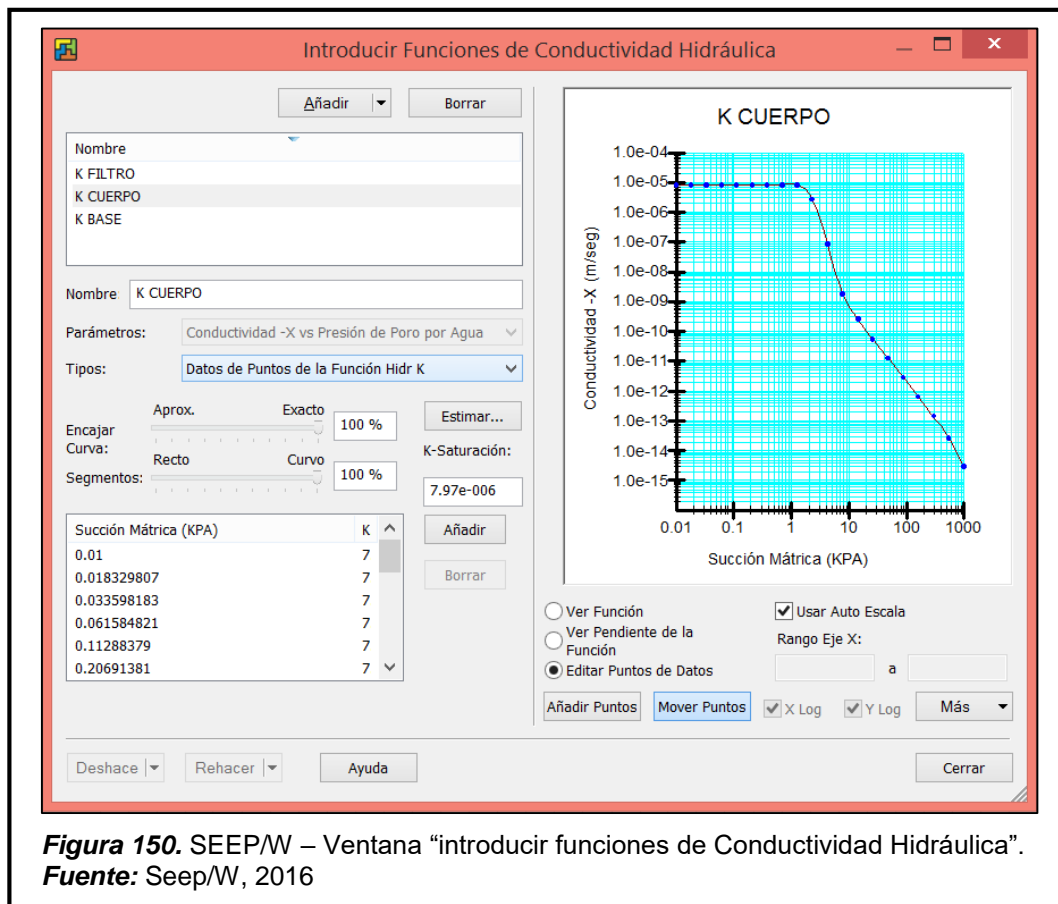
El primero es el método de “Van Genuchten”, el cual para su cálculo emplea el valor  $K_x$ -Saturación y el contenido residual de agua; siendo este último también llamado agua de absorción, la cual se encuentra en el interior y la superficie de los granos, donde esta no puede ser extraída por medios físicos (calor o succión).

El segundo es el método de “Fredlund & Xing”, el cual para su cálculo emplea el valor  $K_x$ -Saturación.

En esta ocasión se escogerá el método de “Fredlund & Xing”, ya que el dato que disponemos es el valor Kx-Saturación.



Una vez introducidas las funciones de conductividad hidráulica de cada material damos clic en cerrar.

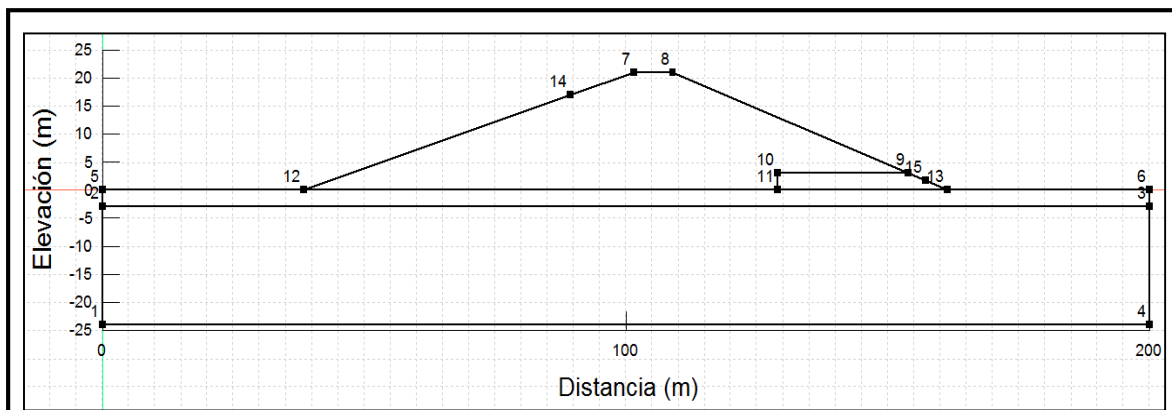


En las opción “Anisotropía”, aparece la relación  $K_x/K_y=1$  es decir no hay variación del coeficiente de permeabilidad vertical con respecto a la horizontal y la “Rotación”  $0^\circ$ , significa que la permeabilidad es isotrópica.

### C.2.2.6. Definir regiones del diseño

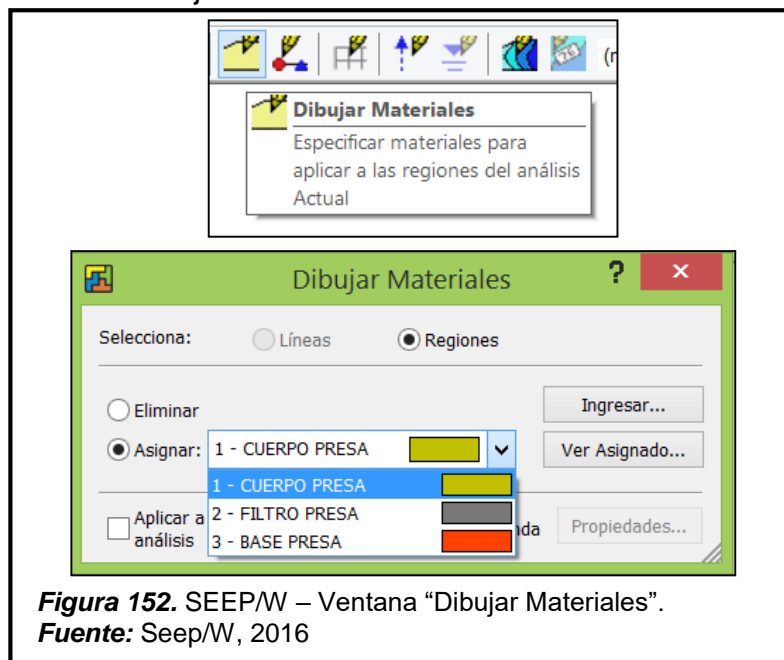
Para definir las regiones de trabajo; se seguirá la secuencia descrita en el punto C.1.2.6. del apartado C.1.2. “GeoStudio (Slope/W)”;

ya que al pertenecer SLOPE/W Y SEEP/W a la plataforma de GeoStudio, este proceso es el mismo.



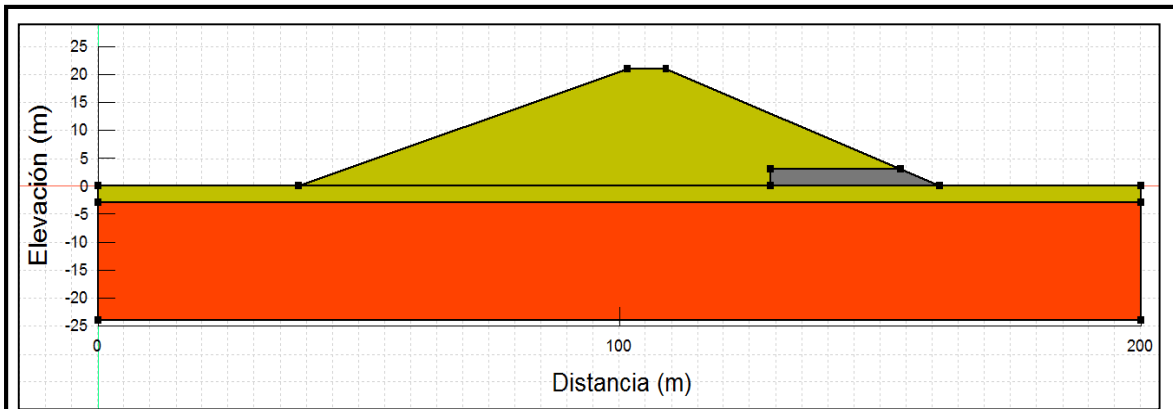
**Figura 151.** SEEP/W – Regiones ingresadas al área de trabajo.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

Se procede a designar el material en la región correspondiente, para ello damos clic en el ícono dibujar materiales.



**Figura 152.** SEEP/W – Ventana “Dibujar Materiales”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

Seleccionamos el material y luego dirigimos el cursor a la zona que corresponde, damos clic y dicha región tomará el color del material asignado.

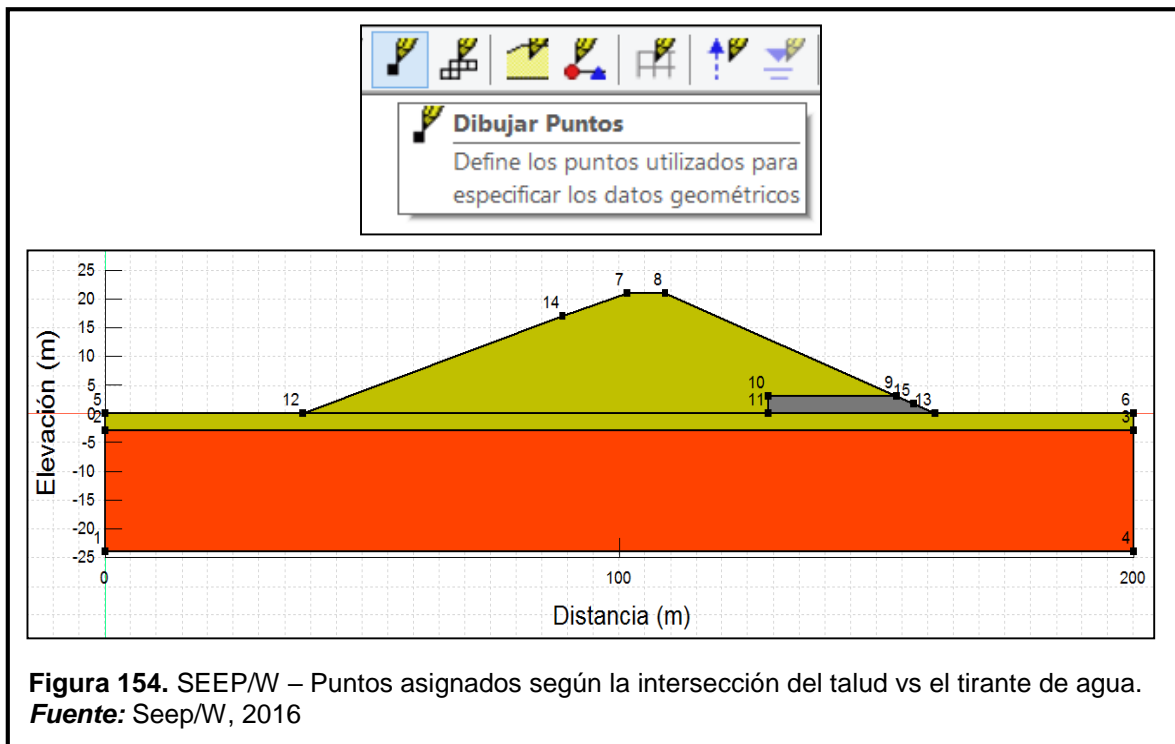


**Figura 153.** SEEP/W – Materiales asignados a cada región.

**Fuente:** Seep/W, 2016

### C.2.2.7. Condiciones de borde: aguas arriba, aguas abajo, impermeabilidad

Los límites hasta donde llega el agua, son colocados con un punto donde intersecta el nivel de agua con el talud de la presa, para ello usamos la opción “Dibujar Puntos”.



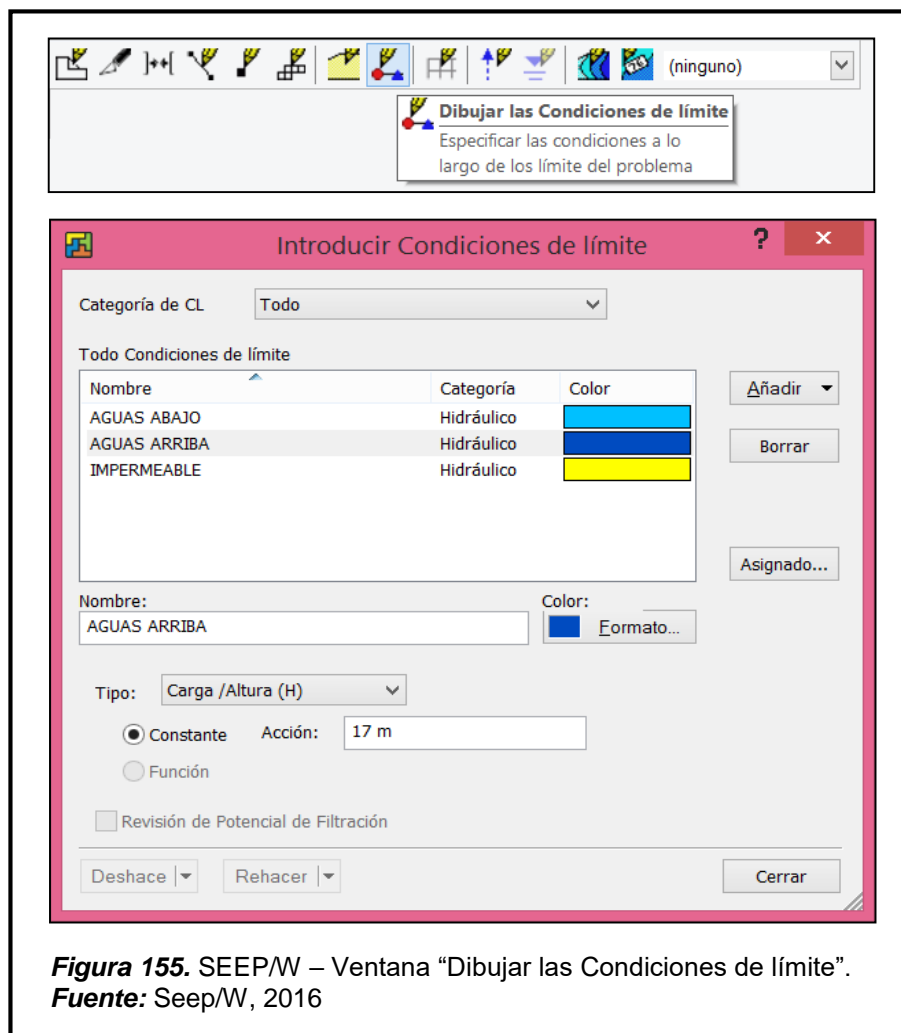
**Figura 154.** SEEP/W – Puntos asignados según la intersección del talud vs el tirante de agua.

**Fuente:** Seep/W, 2016

Para ingresar las condiciones de borde nos dirigimos a la barra de menú y seleccionamos la opción **Dibujar las condiciones de límite**.

Esto apertura la ventana “Introducir Condiciones de límite”, añadimos nuestra condición a la cual le ponemos un nombre, asimismo se le designa un color y luego se escoge el tipo de condición. El caso “aguas arriba” soporta una carga de agua con una altura de 17 m. y “aguas abajo” soporta otra carga de agua con una altura de 1.7 m (estos valores son asignados para un tipo “Carga/Altura”).

Como el contorno en análisis es supuesto impermeable, en tipo se selecciona caudal total, donde “Q” será 0 m<sup>3</sup>/seg, indicando que se impide el paso de agua por dicho borde.



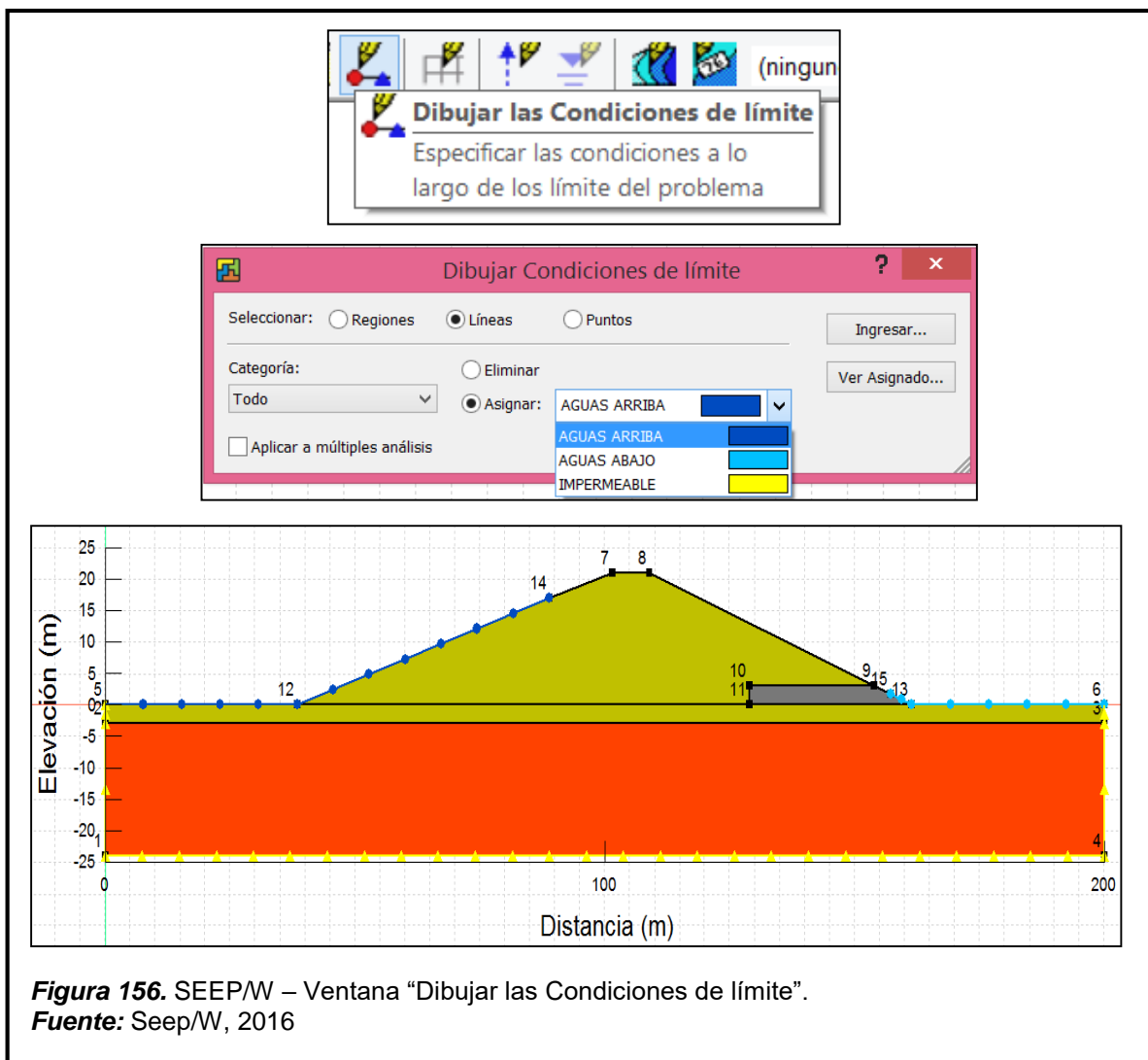
**Figura 155.** SEEP/W – Ventana “Dibujar las Condiciones de límite”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016



### C.2.2.8. Aplicación de las condiciones de borde.

Para aplicar estas condiciones de borde, nos dirigimos a la barra de tareas y seleccionamos el ítem “Dibujar las Condiciones de Límite”. Esto nos permite acceder a la ventana “Dibujar Condiciones de límite”, donde en la barra desplegable seleccionamos la condición ingresada.

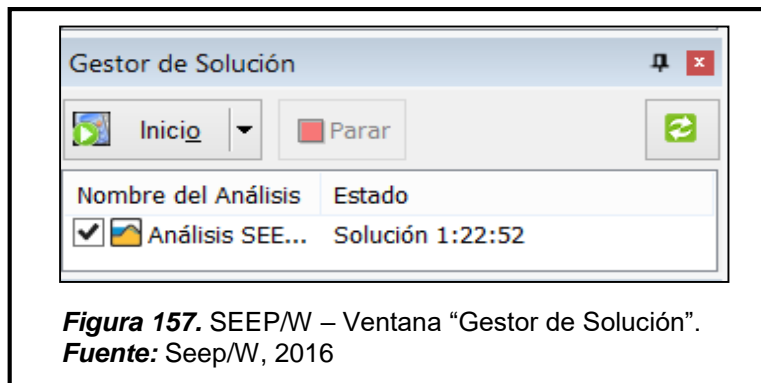
Luego con el cursor nos dirigimos a la zona que estará afectada por esta condición, seleccionamos dando clic en un punto y lo dirigimos al siguiente formándose una línea recta, damos clic derecho y cerramos la selección, para las demás condiciones se sigue el mismo procedimiento.



**Figura 156.** SEEP/W – Ventana “Dibujar las Condiciones de límite”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

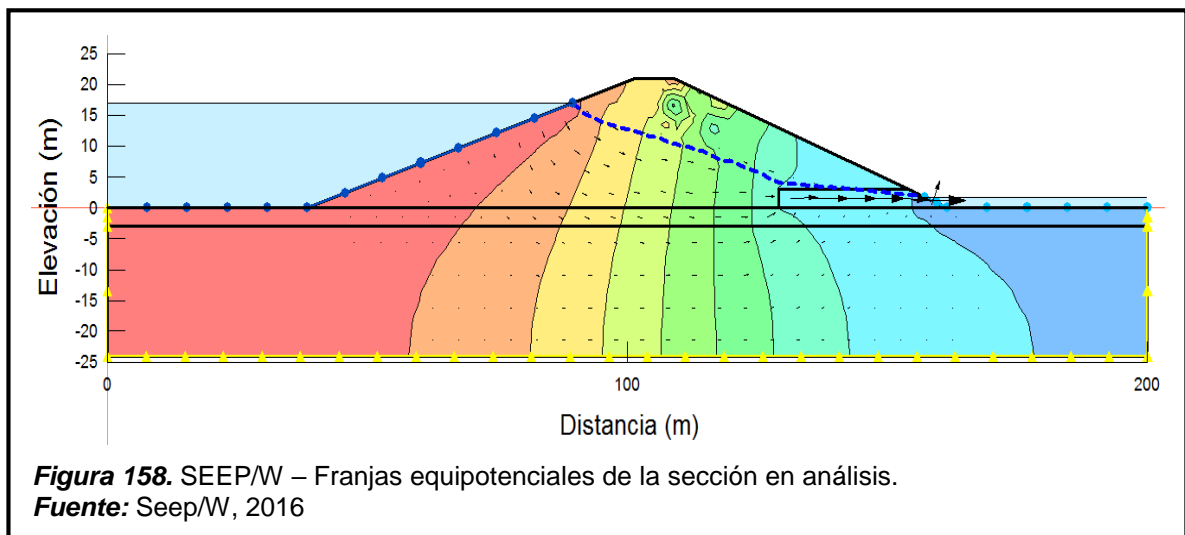
### C.2.2.9. Procesar datos del modelo: líneas equipotenciales y líneas de flujo.

Para correr el programa nos dirigimos a la ventana “Gestor de solución”, luego damos clic en el botón “Inicio” para iniciar el cálculo de nuestro diseño.

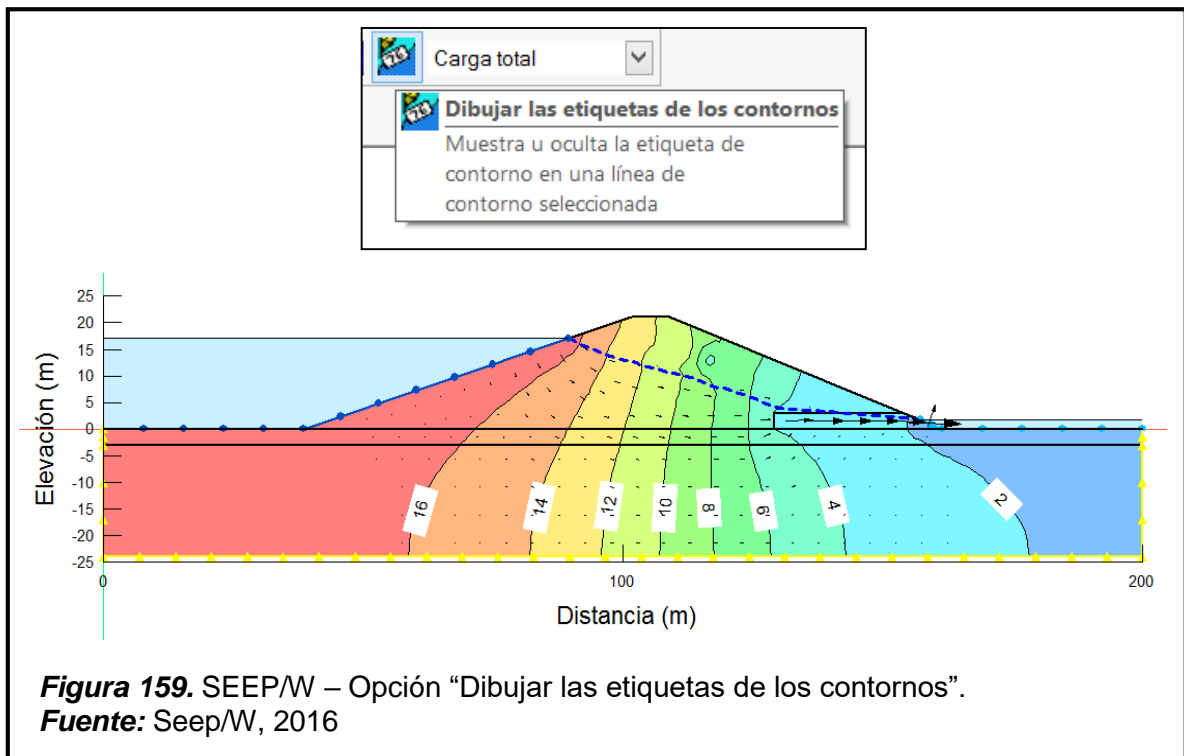


**Figura 157.** SEEP/W – Ventana “Gestor de Solución”.  
**Fuente:** Seep/W, 2016

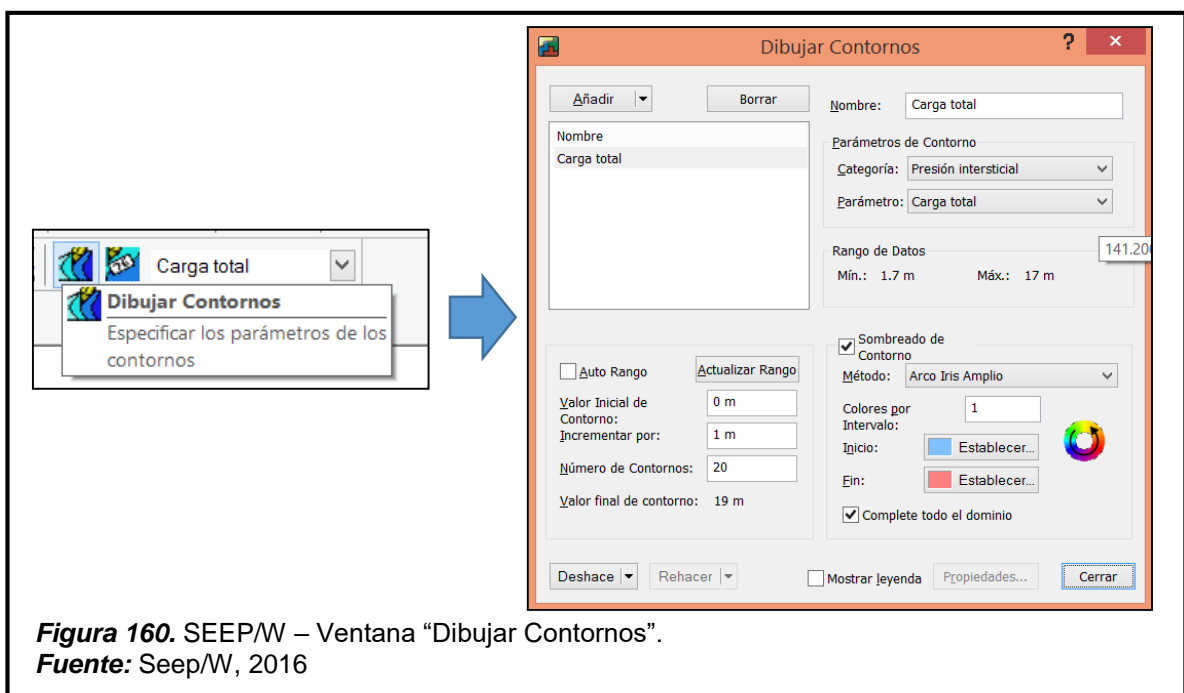
Se puede apreciar las franjas equipotenciales y la línea de saturación del diseño calculado.



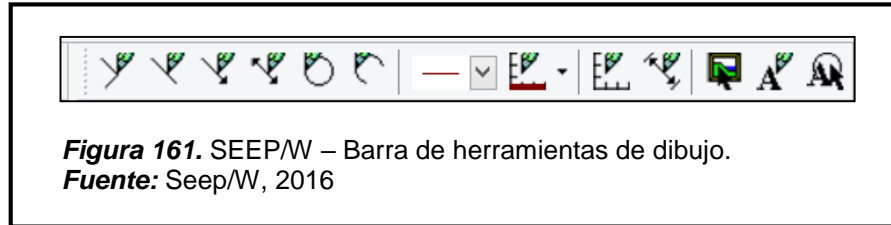
Para saber el valor de cada línea equipotencial, nos dirigimos a la barra de comando de herramientas y damos clic en “Dibujar las etiquetas de los contornos”, luego llevamos el cursor a la línea deseada y aparecerá el valor correspondiente.



También se puede editar la cantidad de franjas y la distancia entre ellas; nos dirigimos a la barra de comando de herramientas y damos clic en “Dibujar Contornos”, esto nos llevará a la ventana del mismo nombre, donde hacemos dicha edición según criterio del diseñador.

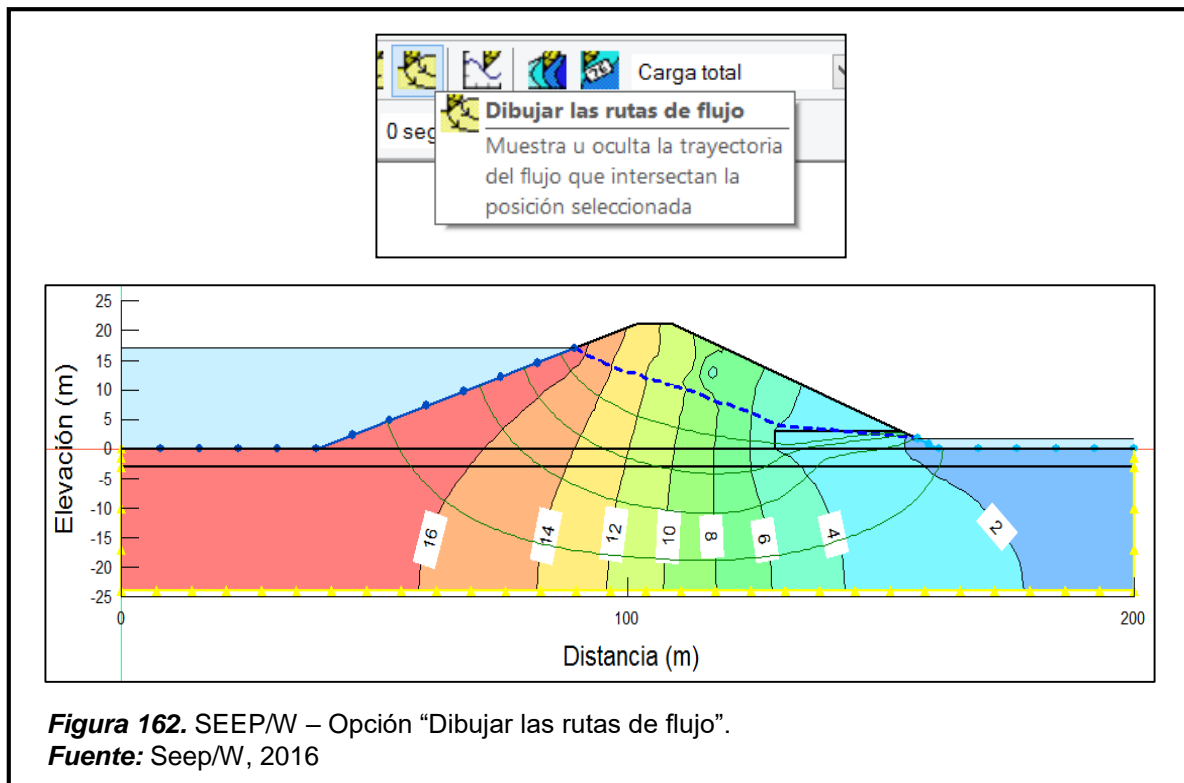


La barra caja de herramientas de boceto nos permite colocar objetos a nuestro diseño a fin de dar detalles a la presentación.



### C.2.2.10. Rutas de flujo

Las líneas de flujo serán ubicadas a criterio del diseñador, para ello nos dirigimos a la barra de comando de herramientas y damos clic en “Dibujar las rutas de flujo”; luego con el cursor nos dirigimos al área de trabajo y con solo dar clic en un punto de la zona bajo la línea de saturación se creará la línea de flujo deseada.



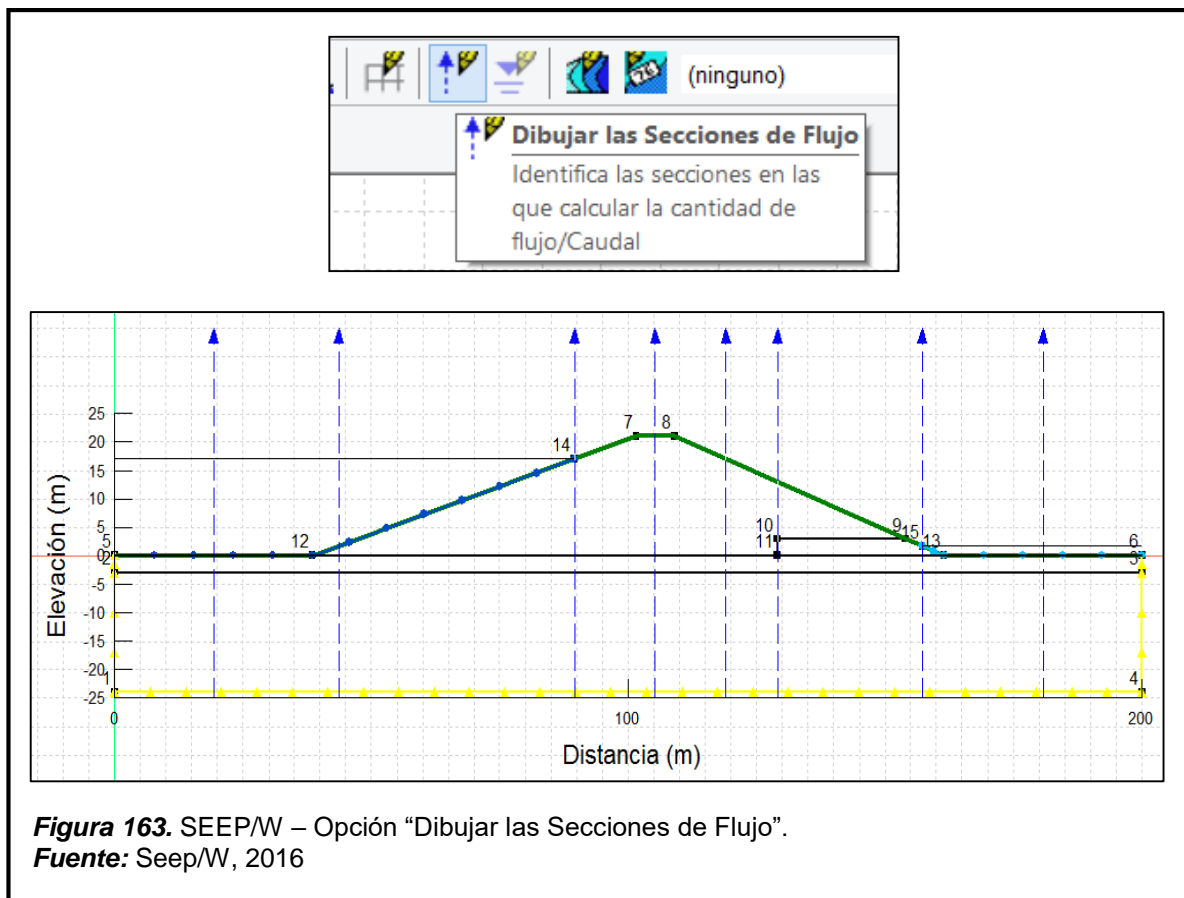
De esta manera contamos con nuestra red de flujo creada.

### C.2.2.11. Determinación del caudal unitario

A fin de conocer el valor del caudal unitario filtrante en nuestro diseño, regresamos a la ventana “Definición”; luego nos dirigimos a la barra de comando de herramientas y damos clic en “Dibujar Secciones de flujo”.

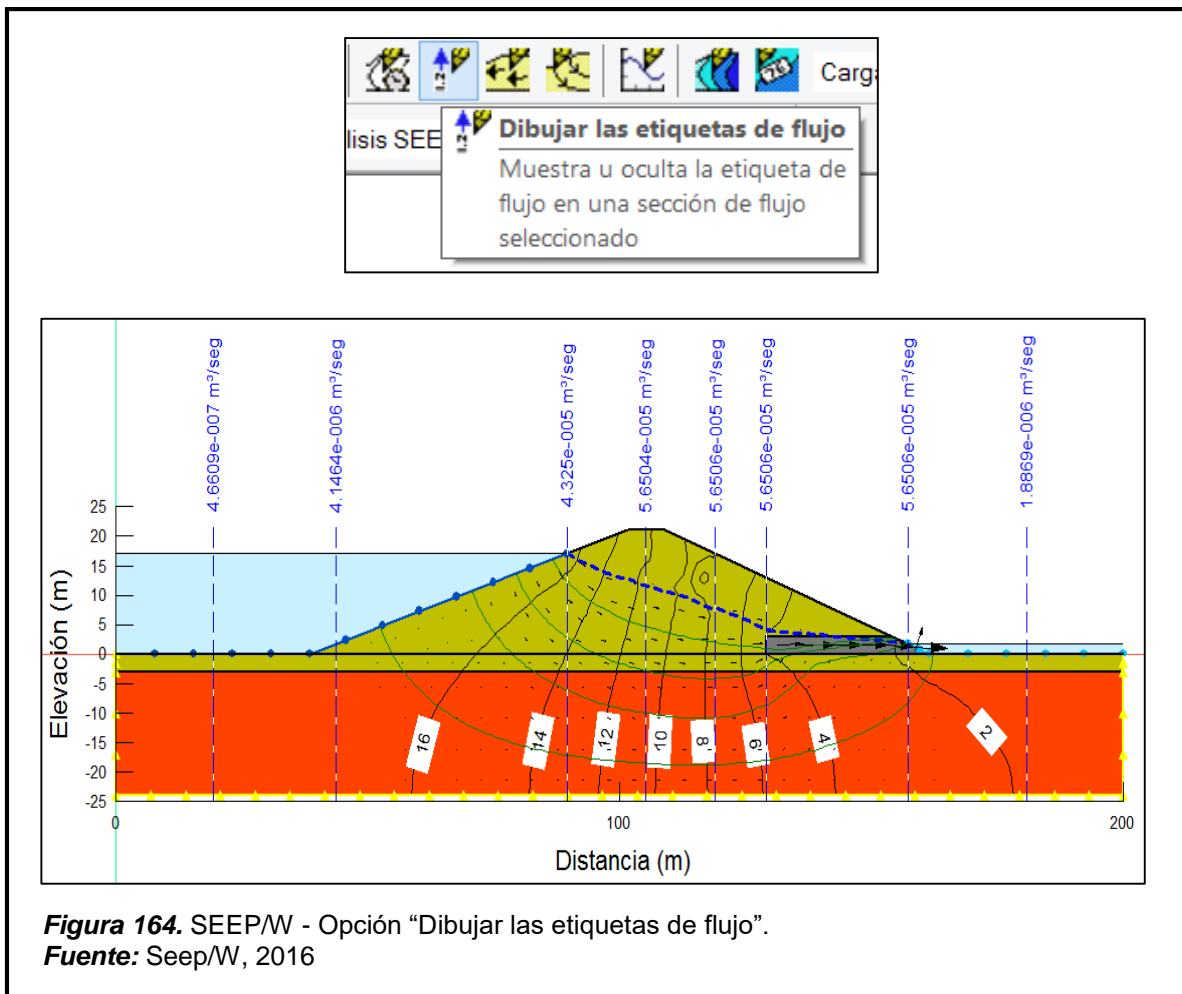
Nos aparece un cuadro donde definimos el número de sección de flujo; luego con el cursor nos dirigimos al área de diseño y se traza una línea recta en el lugar que se desee conocer el valor del caudal de infiltración.

El análisis permite colocar varios puntos de control a fin de saber el comportamiento del caudal de infiltración a lo largo de su recorrido a través del cuerpo de presa.



Para saber el valor de estos caudales según cada sección creada nos dirigimos a la ventana resultados y en la barra de comando de herramientas damos clic en **Dibujar las etiquetas de flujo**.

Dirigimos el cursor hacia la sección de flujo creada y damos clic en ella y automáticamente se origina la etiqueta de flujo, el valor que nos otorga es el caudal unitario en dicho punto, si se desea conocer el caudal total en esa franja de control, solo se tiene que multiplicar por la longitud de coronación.



**Figura 164.** SEEP/W - Opción "Dibujar las etiquetas de flujo".  
**Fuente:** Seep/W, 2016

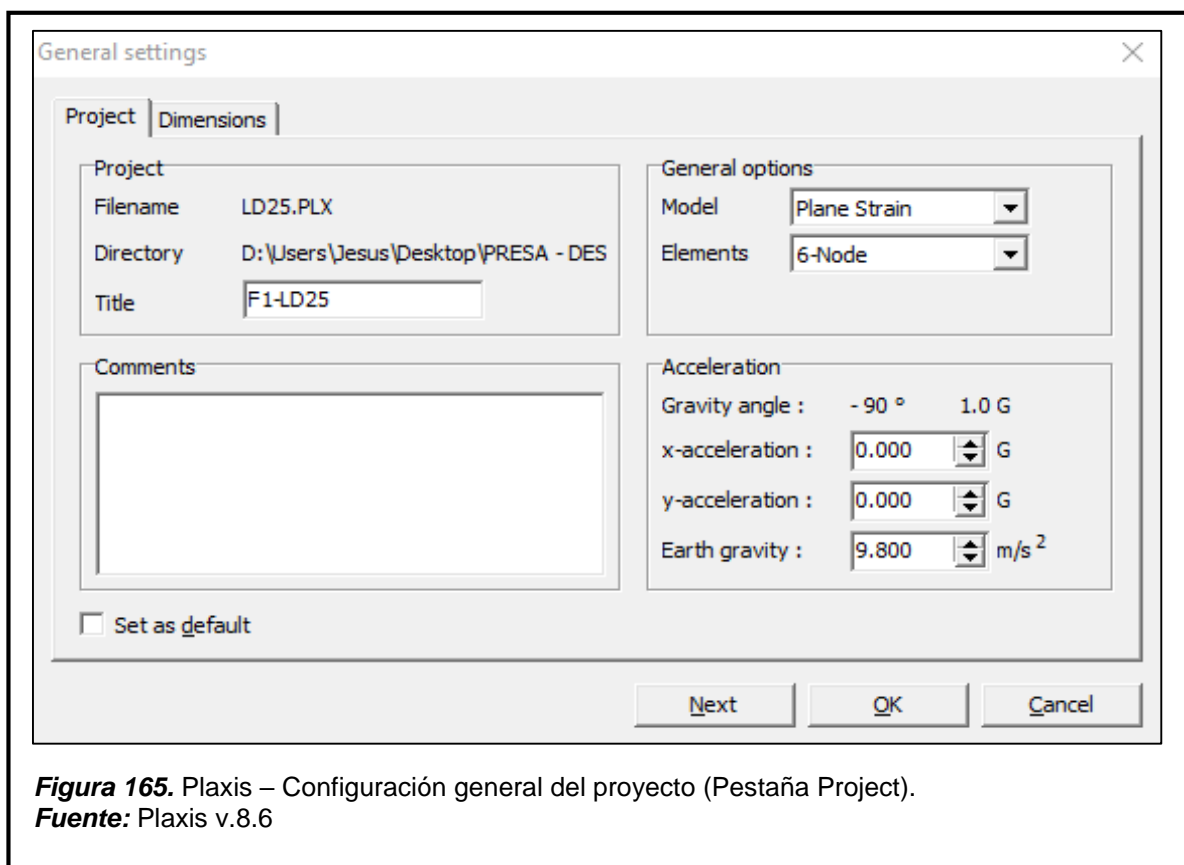
### C.3. Verificación de los desplazamientos

#### C.3.1. Plaxis

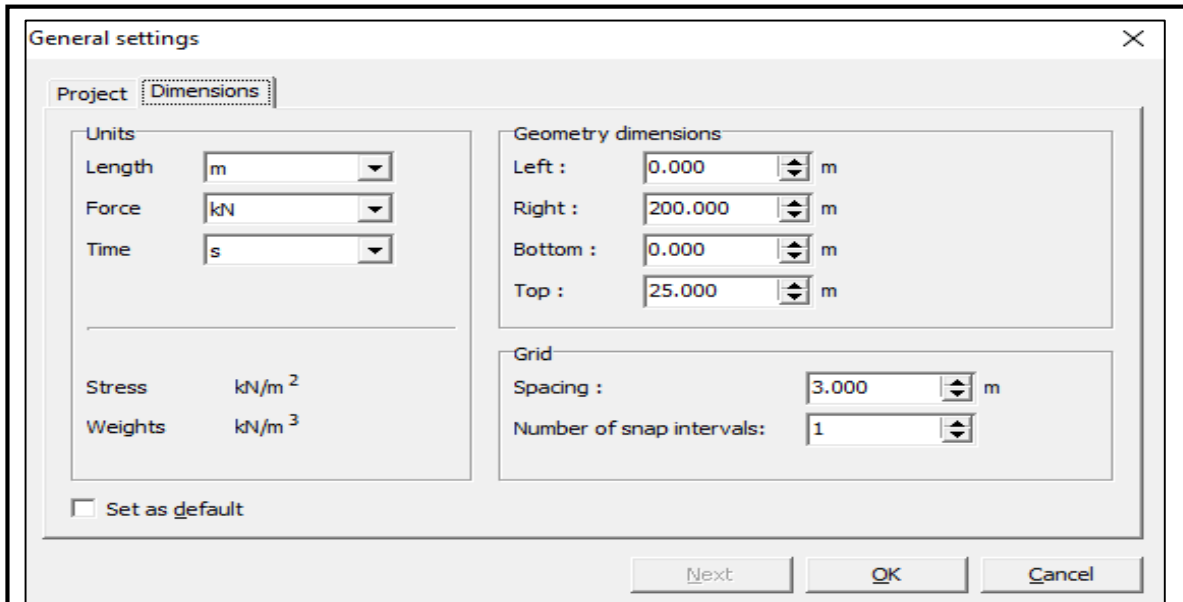
##### C.3.1.1. Creación del proyecto

Activar la opción “New Project” y hacer clic en “OK”. En el cuadro de diálogo, en la pestaña “Project”, colocar el nombre del archivo (Title), tipo de modelo (Model) y número de elementos (Elements).

Se utilizó un modelo de deformaciones planas (Plane Strain) porque se busca realizar un análisis en dos dimensiones (bidimensional). Asimismo, la cantidad de elementos será de 6 nodos (6-Node), esto se aprecia en la triangulación generada por el software.



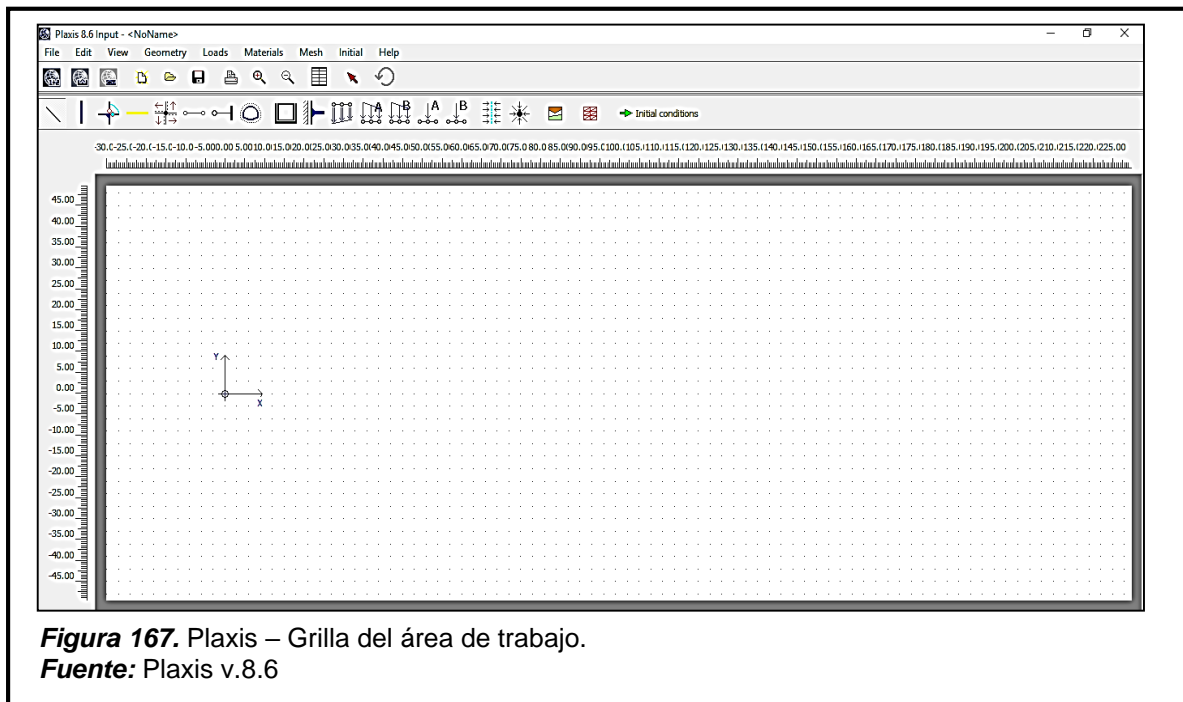
En la pestaña “Dimensions”, establecer las unidades de trabajo y la configuración de la página. Considerando las dimensiones de la sección transversal de la presa en análisis y tomando como punto de referencia la superficie de la cimentación, se establecieron los valores mostrados.



**Figura 166.** Plaxis – Configuración general del proyecto (Pestaña Dimensions).

**Fuente:** Plaxis v.8.6

Asimismo, la grilla presenta un espaciado de 3 m y 1 intervalo o división entre dicha distancia.



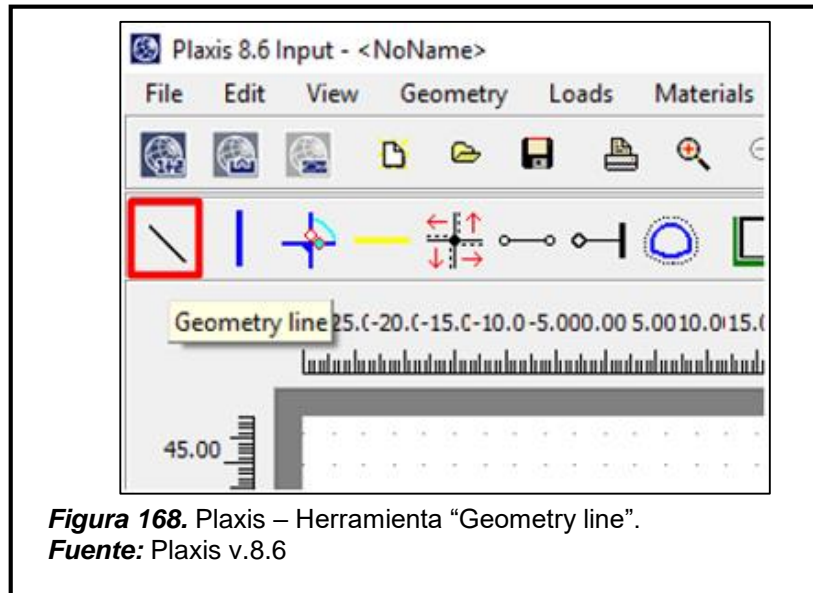
**Figura 167.** Plaxis – Grilla del área de trabajo.

**Fuente:** Plaxis v.8.6



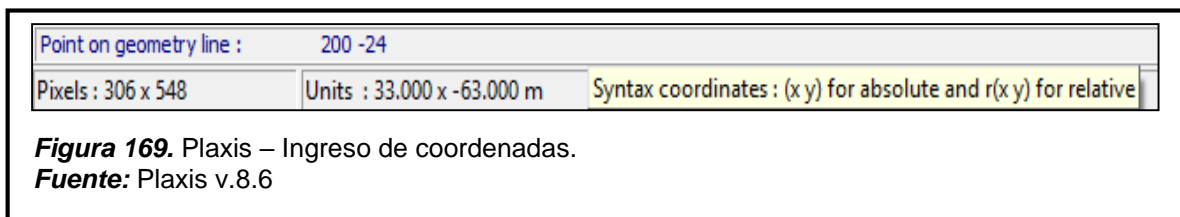
### C.3.1.2.Creación de regiones

Clic en la herramienta “Geometry line”



**Figura 168.** Plaxis – Herramienta “Geometry line”.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

Luego en la barra inferior de la ventana del software, ingresar las coordenadas separándolas por un espaciado.



**Figura 169.** Plaxis – Ingreso de coordenadas.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

Las coordenadas utilizadas para la explicación del presente manual, corresponde a una presa con drenaje horizontal de 25 metros.

**Tabla 40.**  
*Coordenadas de la presa LD=25m.*

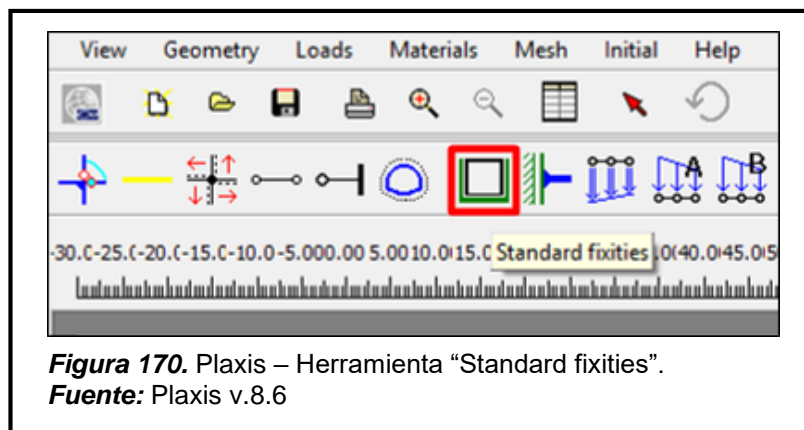
ELEMENTO	COORDENADAS
Estrato inferior	0.00 -24.00
	0.00 -3.00
	200.00 -3.00
	200.00 -24.00
Estrato superior	0.00 0.00
	200.00 0.00

ELEMENTO	COORDENADAS	
Cuerpo de presa	38.50	0.00
	101.50	21.00
	109.00	21.00
	161.50	0.00
Tirante Ag. Ar.	89.50	17.00
Tirante Ag. Ab.	157.25	1.70
Drenaje Horizontal	129.00	0.00
	129.00	0.00
	154.00	3.00

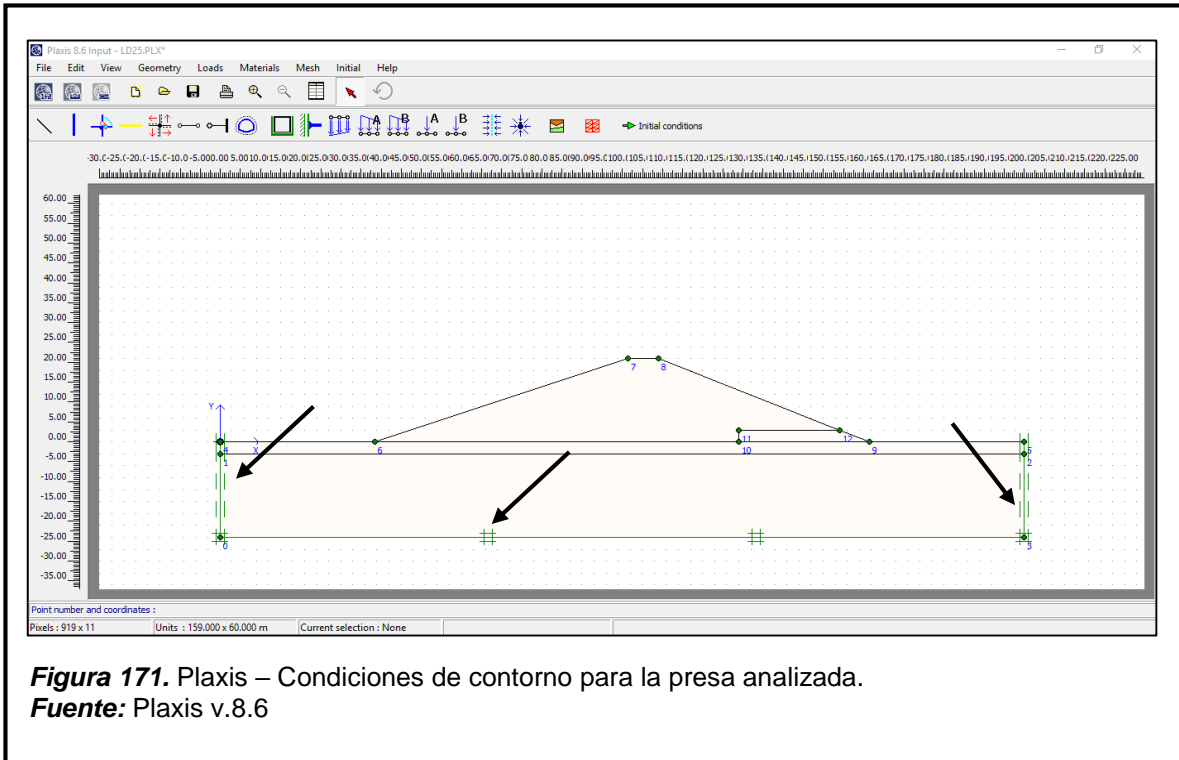
**Fuente:** Elaboración propia.

### C.3.1.3. Condiciones de contorno

Clic en la herramienta “Standard fixities”, para establecer las condiciones de contorno.

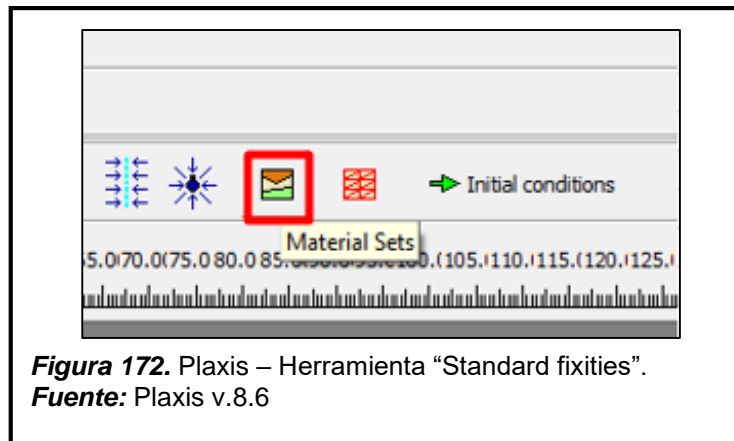


Se dibujan unas líneas en los costados y parte inferior de la cimentación. Las líneas laterales indican que solo existirá desplazamiento vertical, mientras que el pequeño cuadrado en la parte inferior, simboliza que no existen desplazamientos en ese contorno.



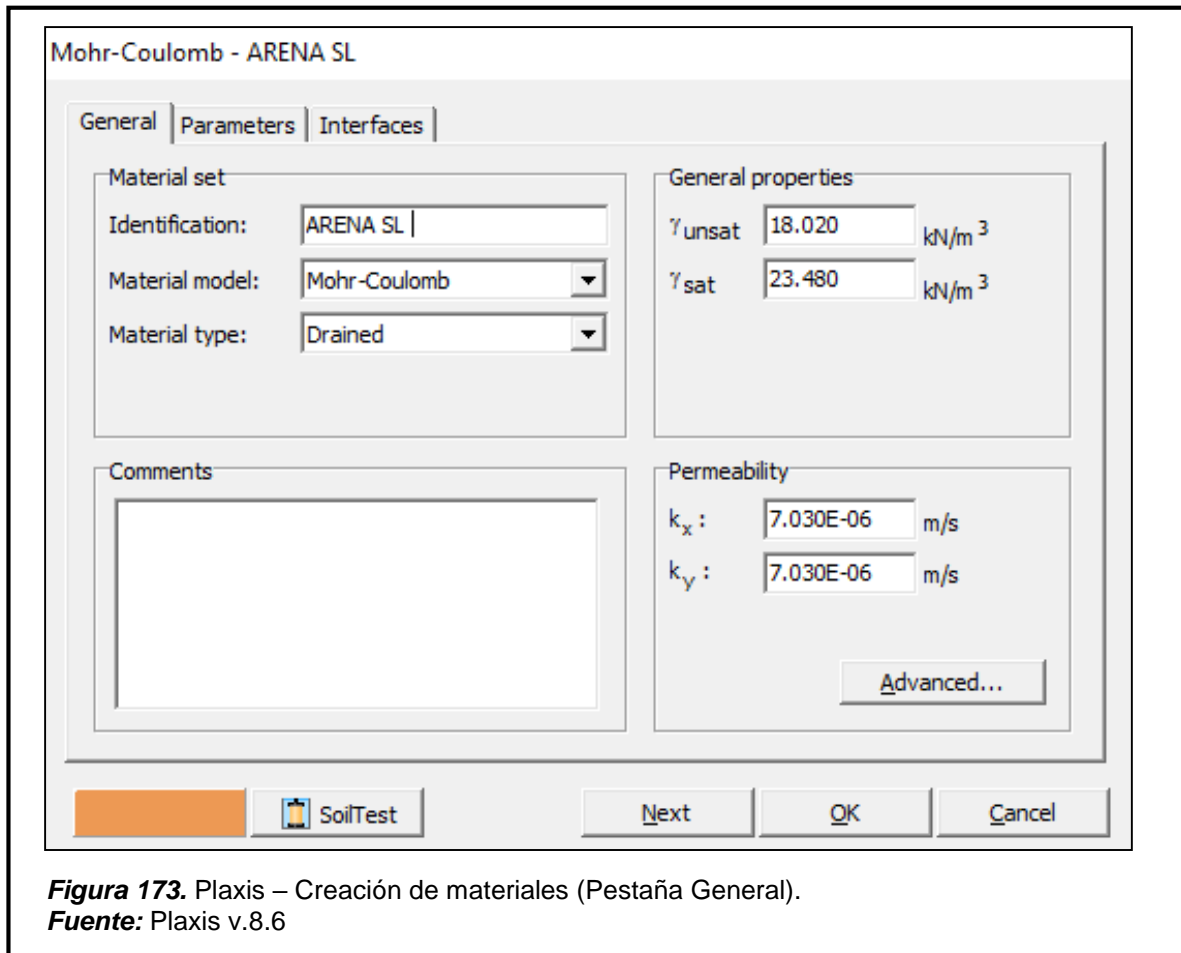
### C.3.1.4. Creación de materiales

Clic en la herramienta “Material Sets”.



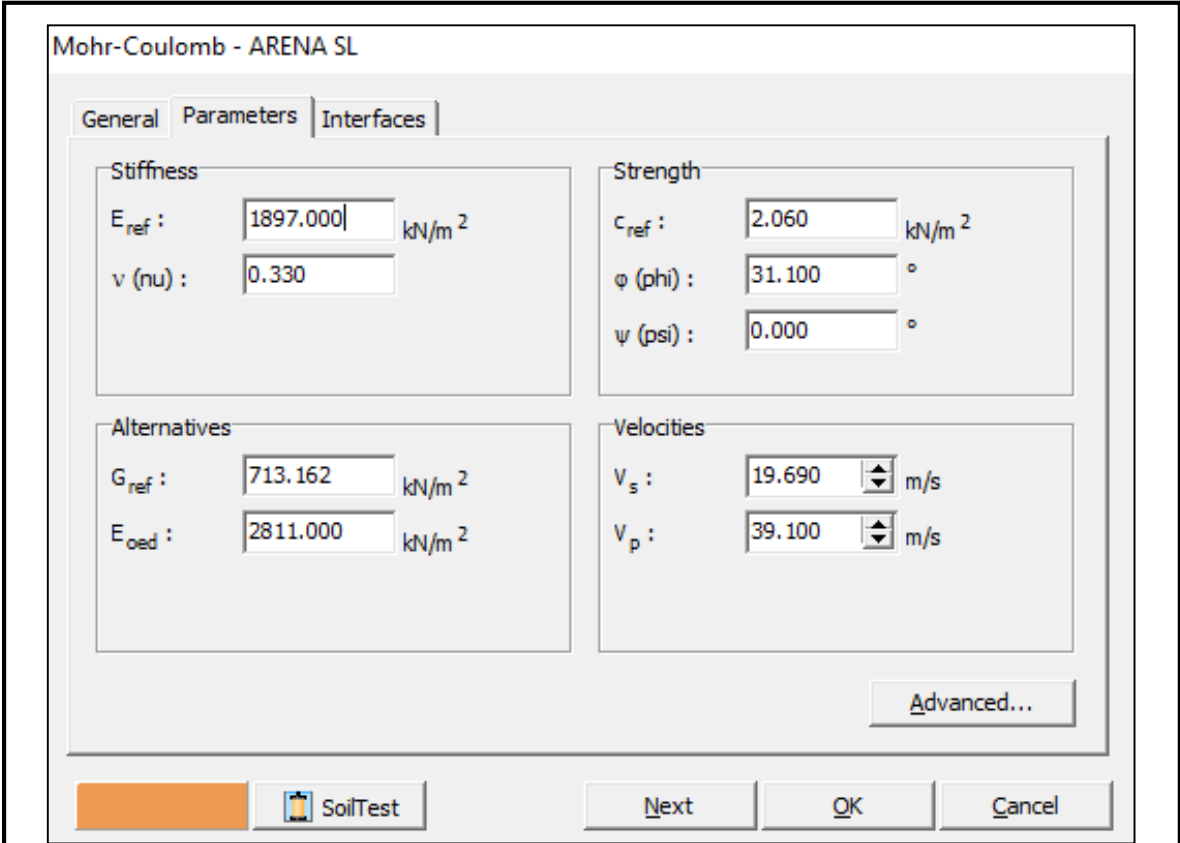
Aparece un cuadro de diálogo, en la pestaña “General” se especifica el nombre, el modelo (Mohr – Coulomb es el más utilizado) y tipo de material. Con respecto a este último parámetro, se colocará “Drained” cuando los materiales sean granulares, “Undrained” en el caso de arcillas y “Non-porous” si se trata de concreto. El peso específico drenado ( $\gamma_{unsat}$ ) corresponde a la máxima densidad seca y el

peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) hace referencia al parámetro anterior con la incorporación del contenido de humedad saturado. Asimismo, se ingresa el coeficiente de permeabilidad, el cual es igual en ambos ejes de análisis; por esta razón  $K_x = K_y$ .



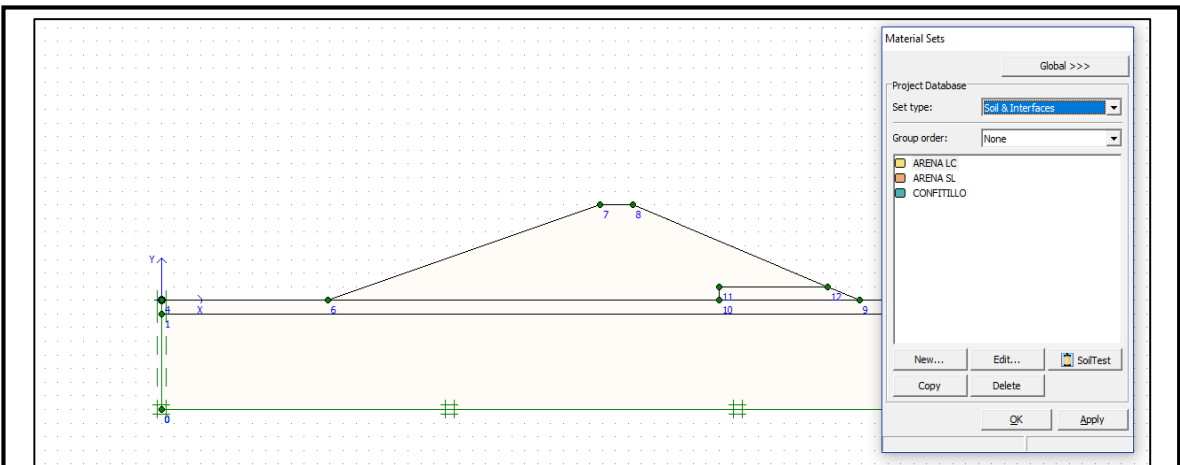
**Figura 173.** Plaxis – Creación de materiales (Pestaña General).  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

En la pestaña “Parameters” se ingresa el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson obtenidos del ensayo de consolidación unidimensional; asimismo, la cohesión y ángulo de fricción resultantes del ensayo de próctor modificado. Cabe resaltar, que en caso el material no presente cohesión, se debe colocar una cantidad despreciable (no dejar este parámetro en cero).

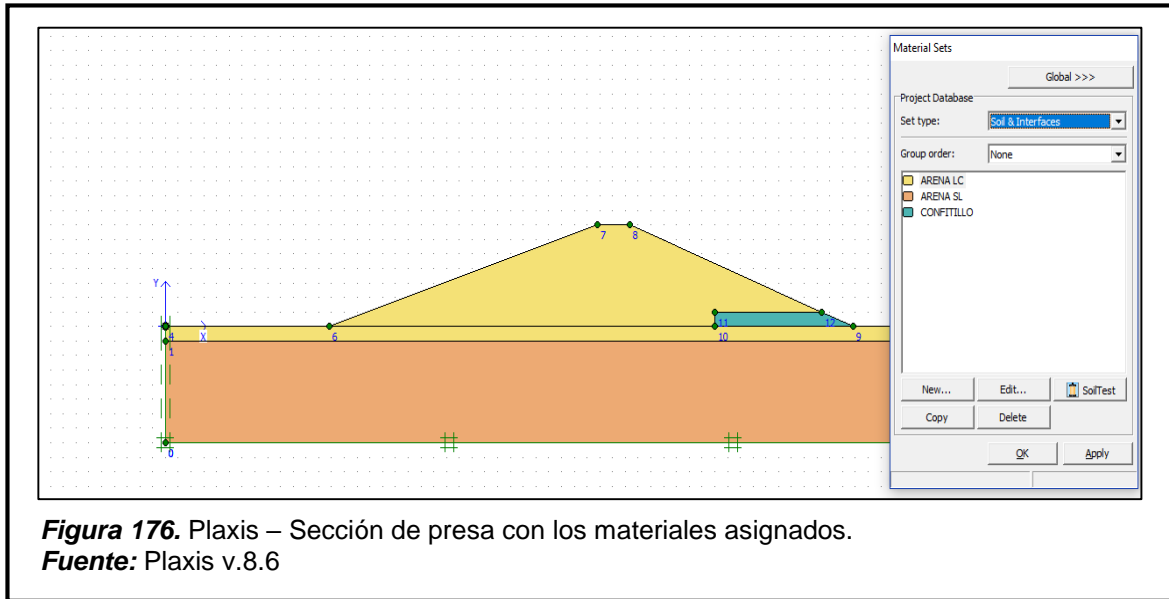


**Figura 174.** Plaxis – Creación de materiales (Pestaña Parameters).  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

Una vez creados todos los materiales, se arrastra cada material hacia la región deseada con la finalidad de asignarlo. Para verificar que cierta región está asignada con determinado material: seleccionarla, luego anticlic, opción “Properties” y finalmente clic en “Cluster”.

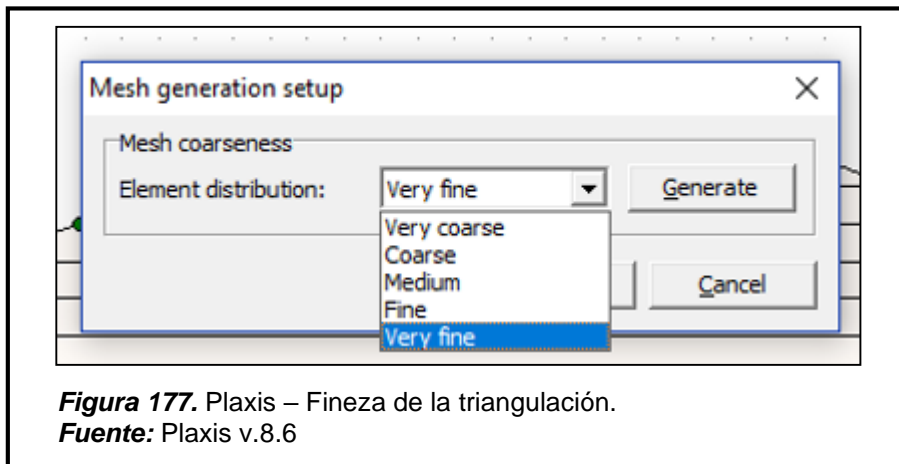


**Figura 175.** Plaxis – Asignación de materiales en la sección de presa.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

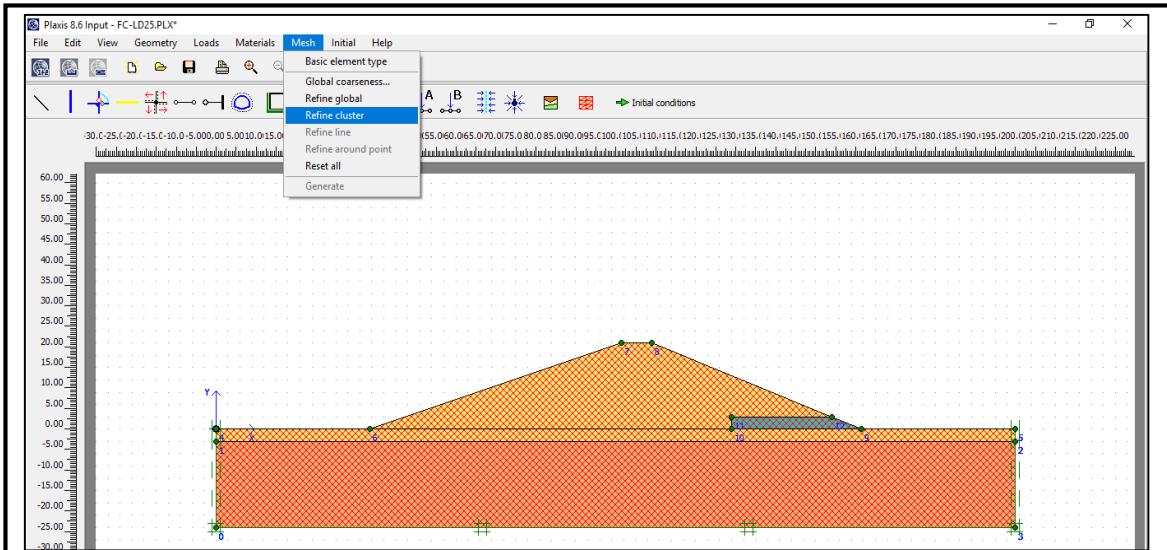


### C.3.1.5. Triangulación de la sección

Para establecer algunos detalles de la triangulación, nos dirigimos al menú “Mesh” y hacemos clic en “Global coarseness...”. En el cuadro de diálogo, seleccionar “Very fine” (permite realizar una triangulación con mayor fineza y precisión). Finalmente clic en el botón “Ok”.

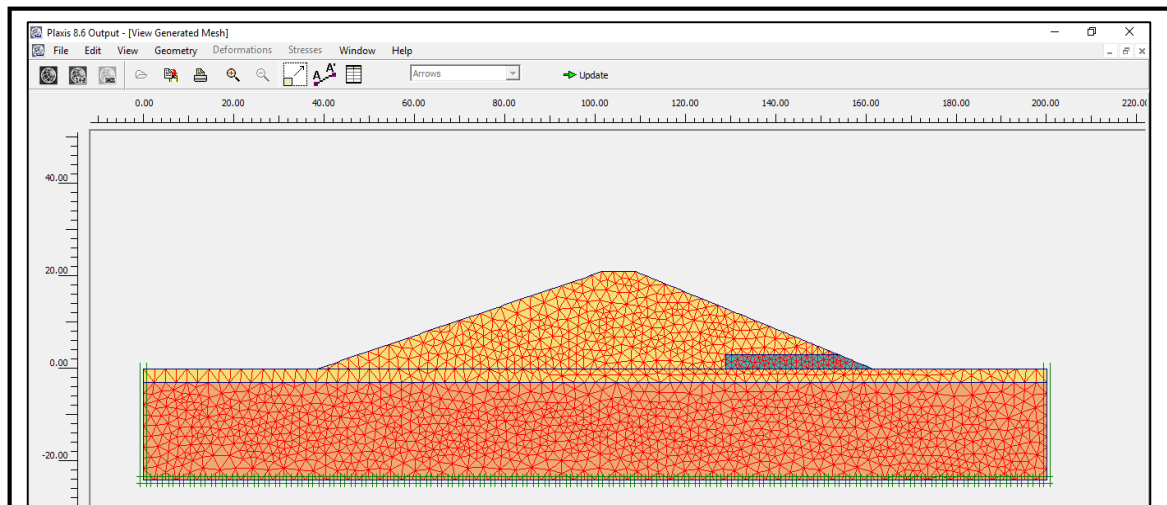


Luego seleccionar todas las regiones pertenecientes a la sección de la presa analizada, para aplicarle una mayor fineza a la triangulación. Por esta razón, vamos al menú “Mesh” y hacemos clic en “Refine cluster”.



**Figura 178.** Plaxis – Selección de regiones para aplicar mayor fineza a la triangulación.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

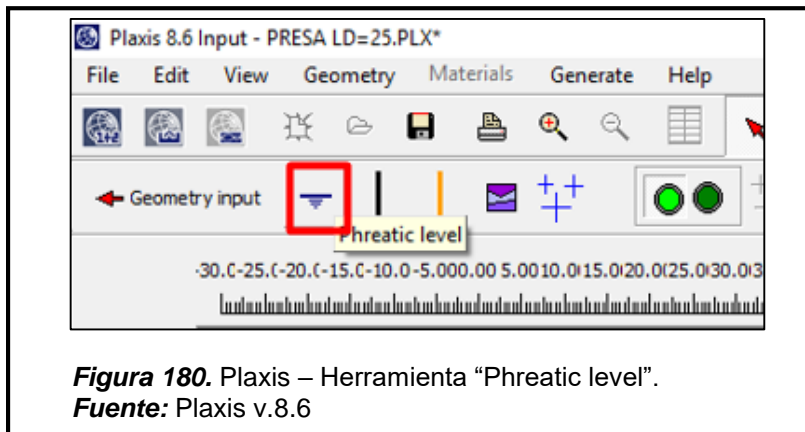
Aparece una ventana donde presenta la triangulación de la sección analizada, luego clic en “Update”.



**Figura 179.** Plaxis – Triangulación de la sección de presa.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

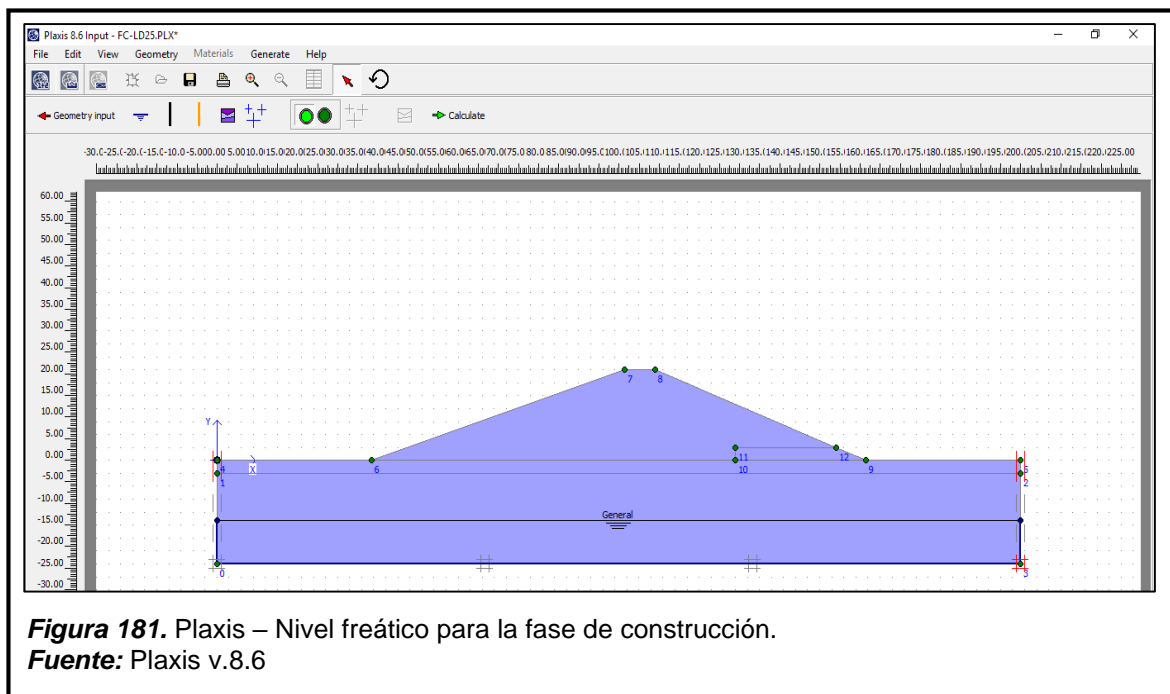
### C.3.1.6. Colocación de los tirantes de agua (nivel freático)

Clic en “Condicions iniciales” y establecer el peso específico del agua (10 KN/m<sup>3</sup>). Luego clic en la herramienta “Phreatic level” para establecer los tirantes de agua.

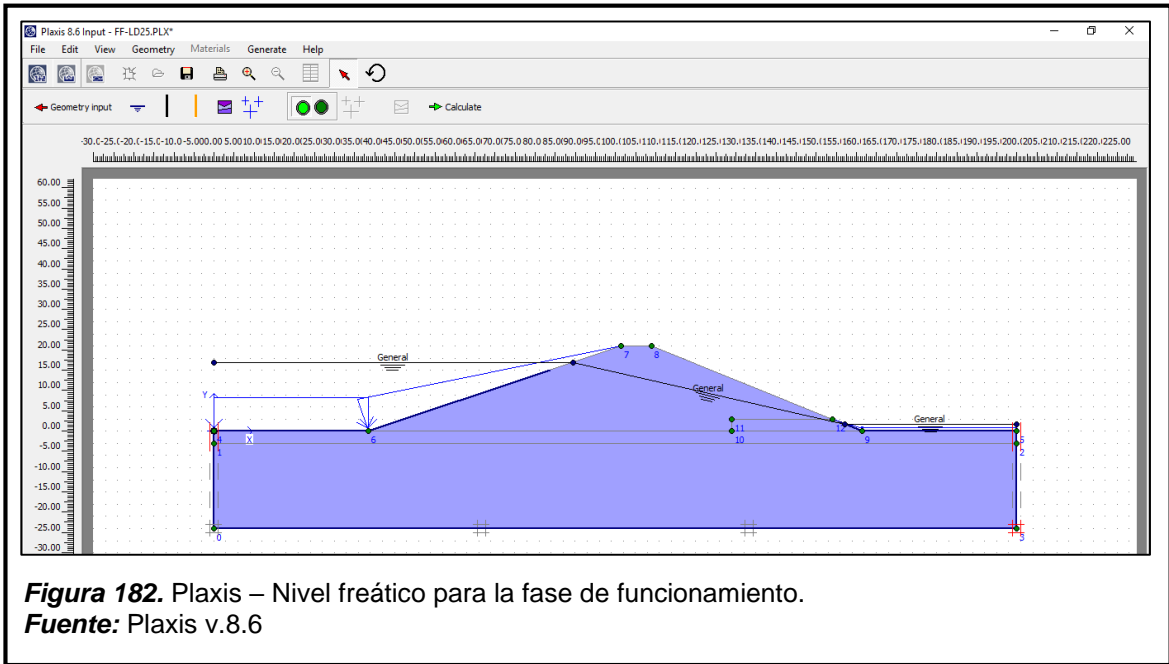


Las secciones de presa con diferentes longitudes de drenaje horizontal, se han analizado en 2 fases: construcción y funcionamiento.

En el primer caso, el tirante de agua se presenta desde un nivel de -14.00 m; en el segundo caso, se muestra un tirante aguas arriba de 17.00 m y aguas abajo de 1.70 m.

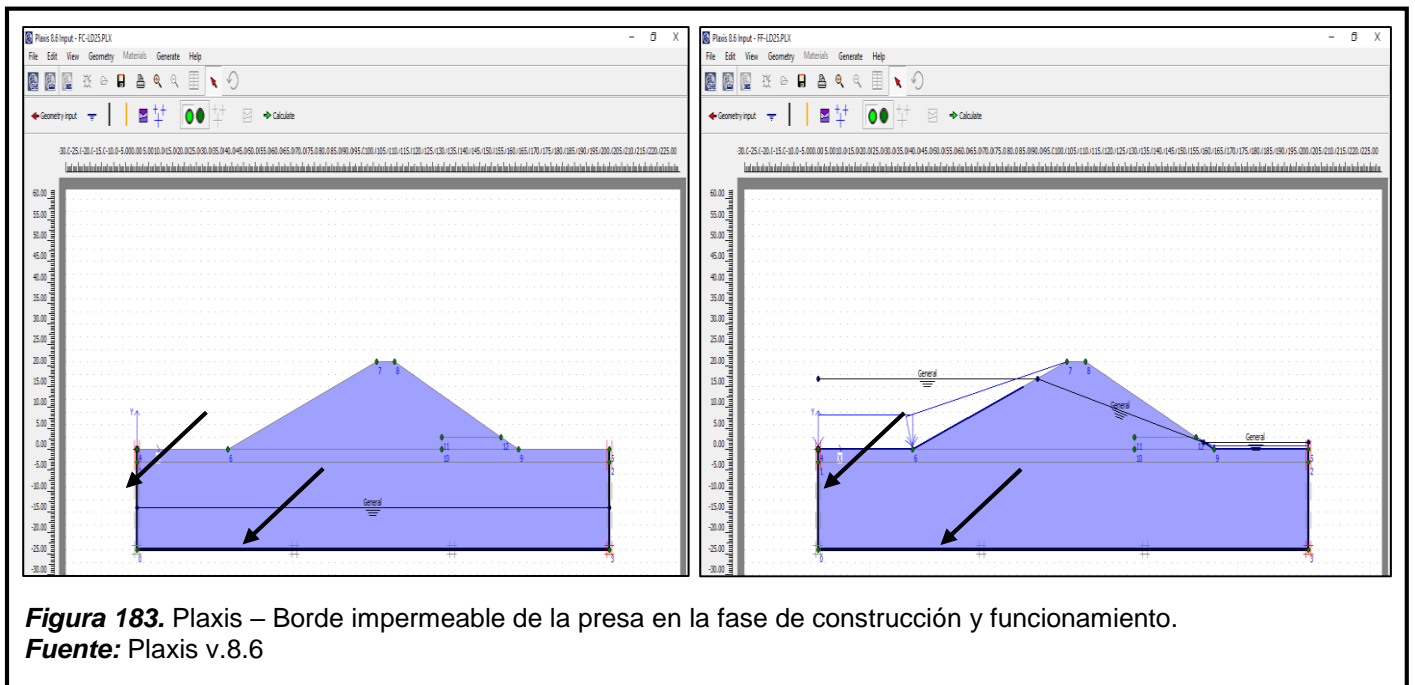




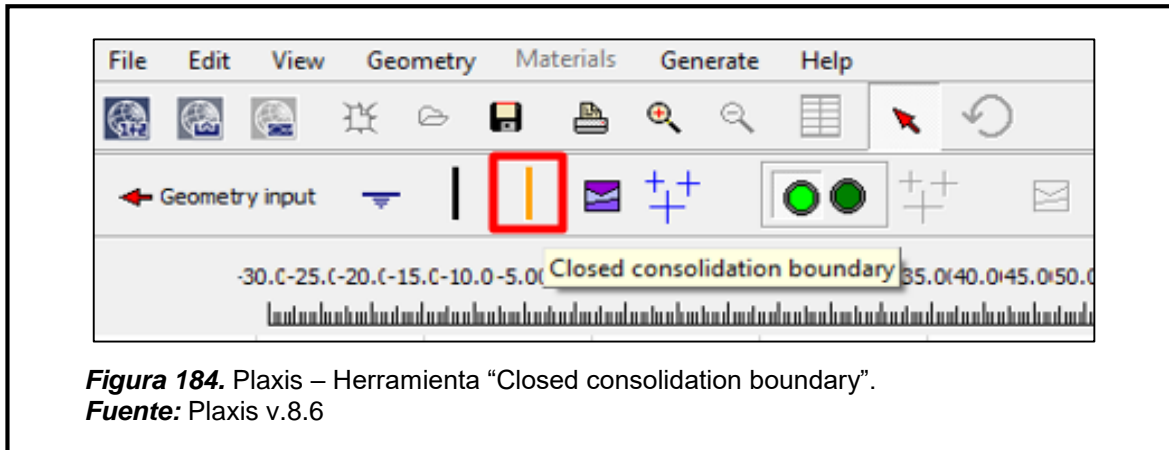


### C.3.1.7. Condiciones de borde

Clic en la herramienta “Closed flow boundary” para establecer un borde impermeable alrededor de los extremos laterales e inferior de la cimentación.

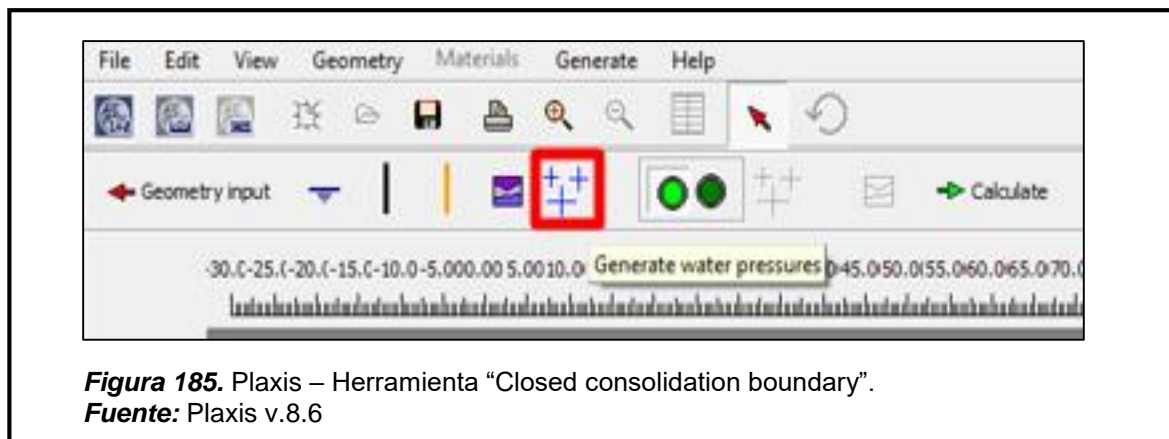


La herramienta “Closed consolidation boundary”, se utiliza cuando la sección transversal es simétrica. En estos casos, solo se introduce al programa uno de los lados simétricos y en la mitad de la sección se dibuja una línea después de activar dicha herramienta.

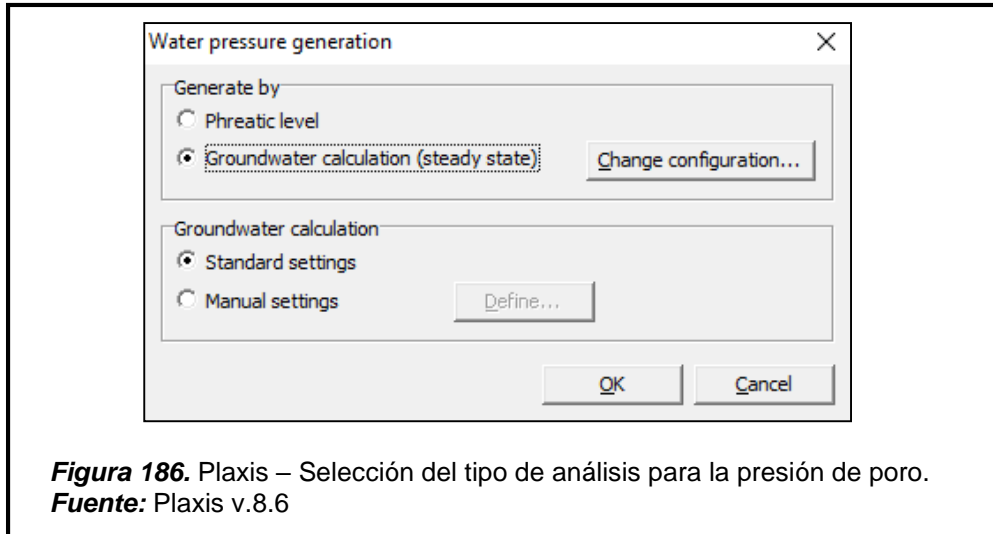


### C.3.1.8. Generación de presión de poro

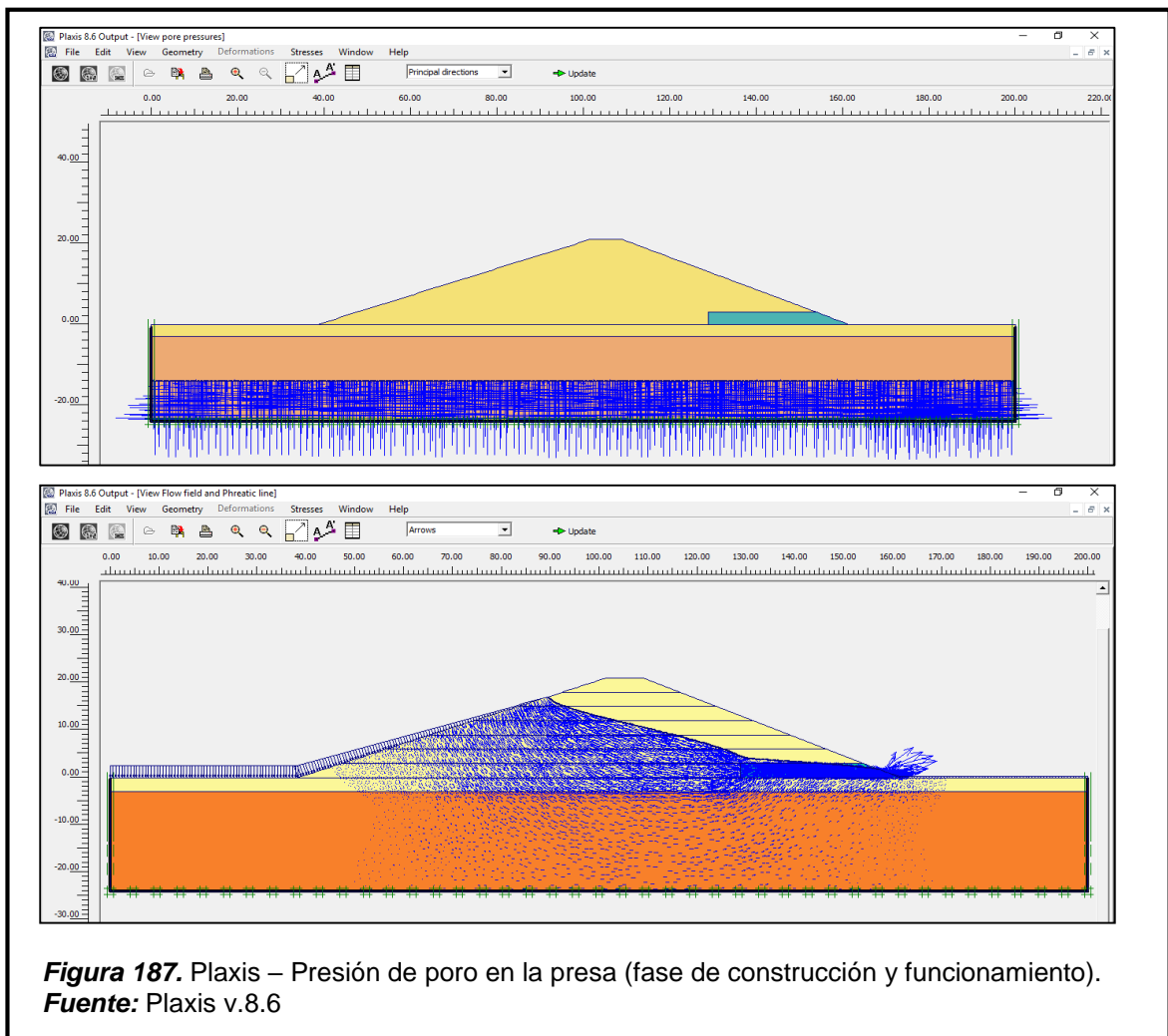
Toda la región por debajo del nivel freático, estará afectada por la presión de poro. Para ello clic en la herramienta “Generate water pressures”.



Si se desea realizar un análisis en la fase de construcción (napa freática a partir del Nivel -14.00 m), se activa la opción “Phreatic level”. Sin embargo, para la presa en su fase de funcionamiento (con tirantes aguas arriba y abajo), se activa la opción “Groundwater calculation (steady state)” y “Standard settings”. Finalmente “OK”.

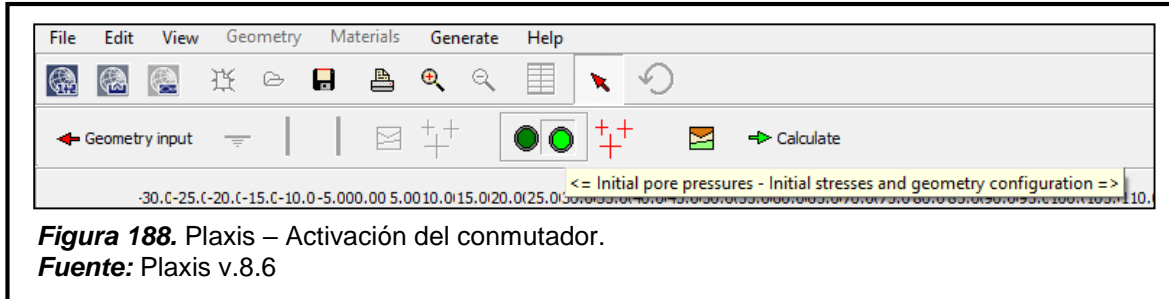


En la ventana que aparece se muestra el desplazamiento del agua a través de la estructura mediante flechas azules (líneas de flujo). Finalmente, clic en “Update”.



### C.3.1.9. Generación de esfuerzos iniciales

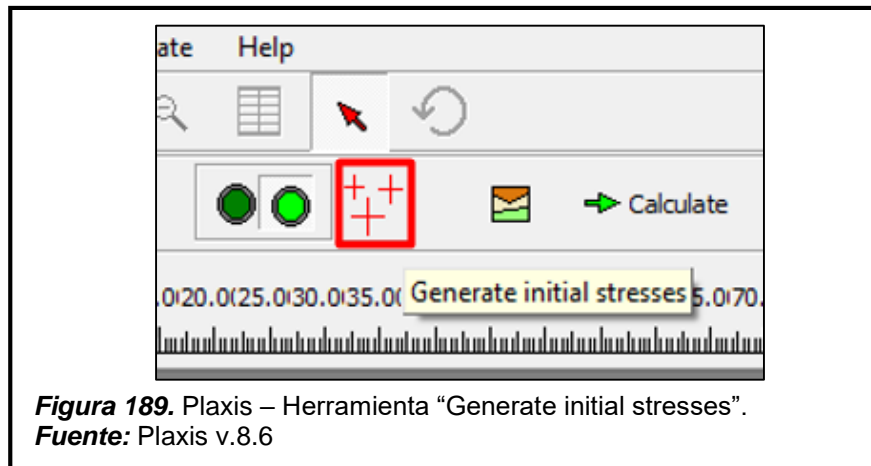
Activar el círculo derecho que se muestra como un conmutador.



**Figura 188.** Plaxis – Activación del conmutador.

**Fuente:** Plaxis v.8.6

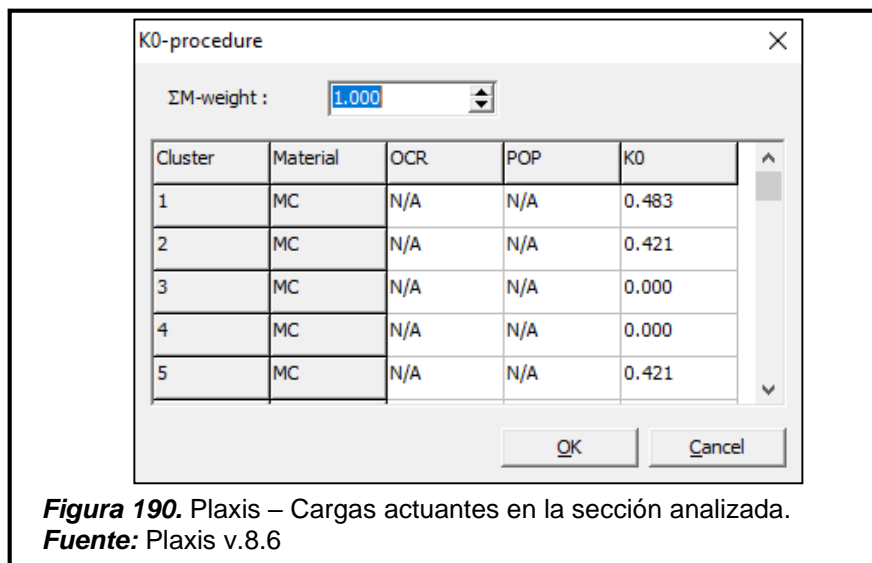
Clic en la herramienta “Generate initial stresses”



**Figura 189.** Plaxis – Herramienta “Generate initial stresses”.

**Fuente:** Plaxis v.8.6

En el cuadro de diálogo que se muestra, el factor 1 indica que solo está afectado por el peso propio.

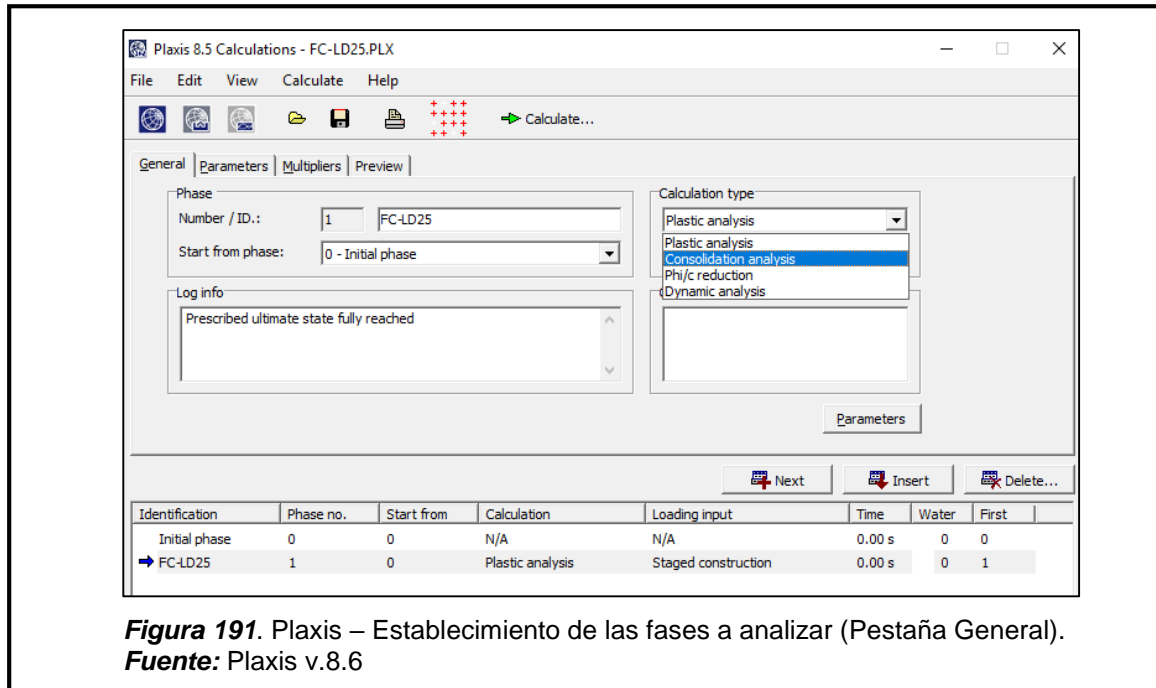


**Figura 190.** Plaxis – Cargas actuantes en la sección analizada.

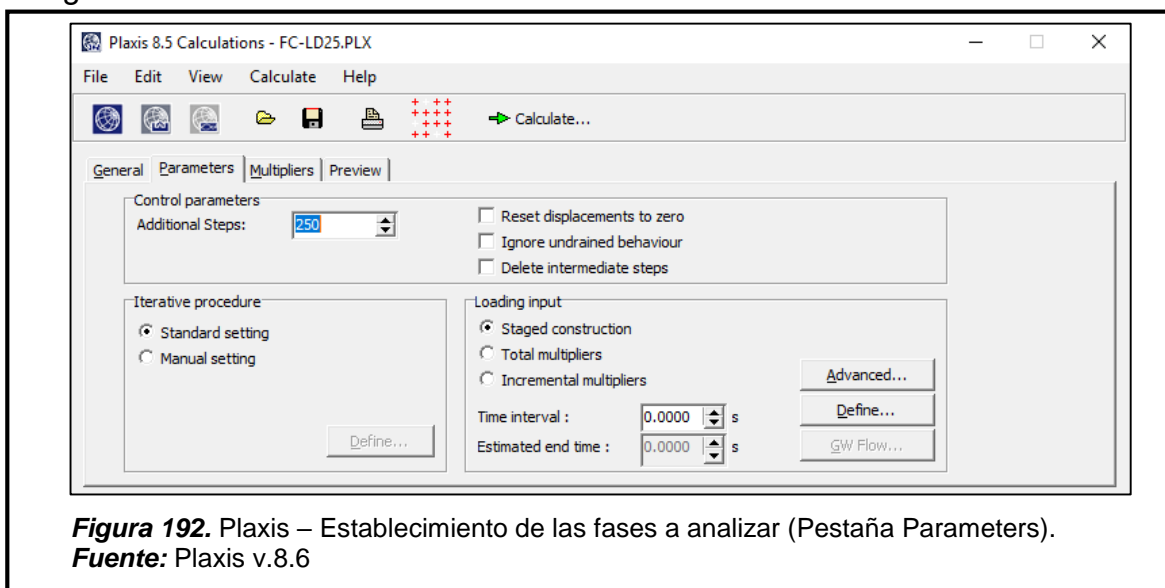
**Fuente:** Plaxis v.8.6

### C.3.1.10. Establecimiento de fases constructivas

Clic en el botón “Calculate”. Aparece un cuadro de diálogo, en la pestaña “General” colocar el nombre de la fase y el tipo de análisis, el cual puede ser “Plastic analysis” (Análisis plástico) o “Consolidation analysis” (Análisis por consolidación). El análisis elegido fue el primero, por tratarse de suelos granulares.

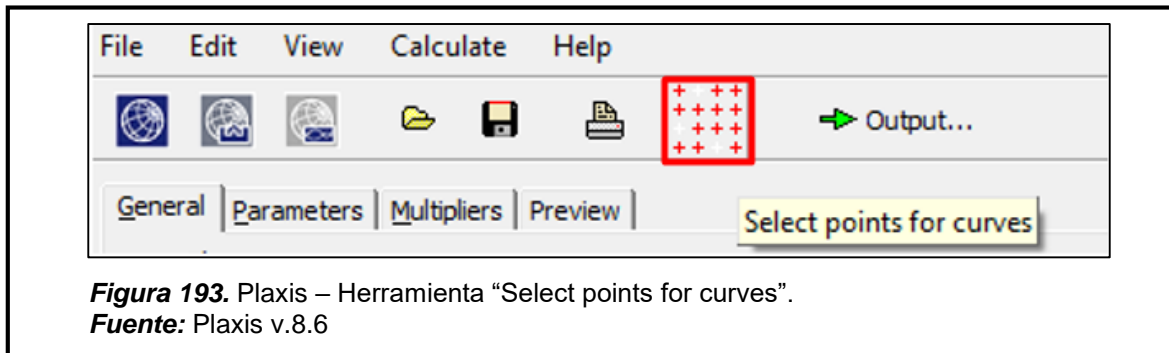


En la pestaña “Parameters”, desactivar “Delect intermediate steps” y activar “Staged construction”.



Si se desea crear nuevas fases a analizar, presionar “Next” y seguir el procedimiento mencionado anteriormente.

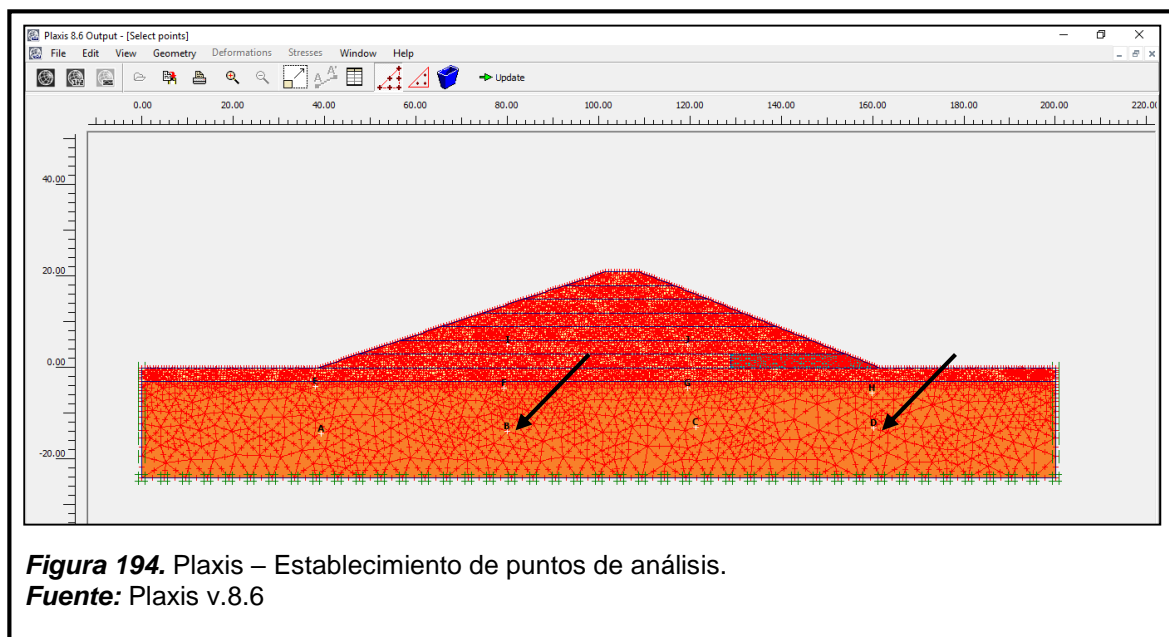
Para establecer puntos de análisis o control, clic en la herramienta “Select points for curves”.



**Figura 193.** Plaxis – Herramienta “Select points for curves”.

**Fuente:** Plaxis v.8.6

En la ventana que aparece, establecer los puntos de análisis deseados, luego clic en “Update”.

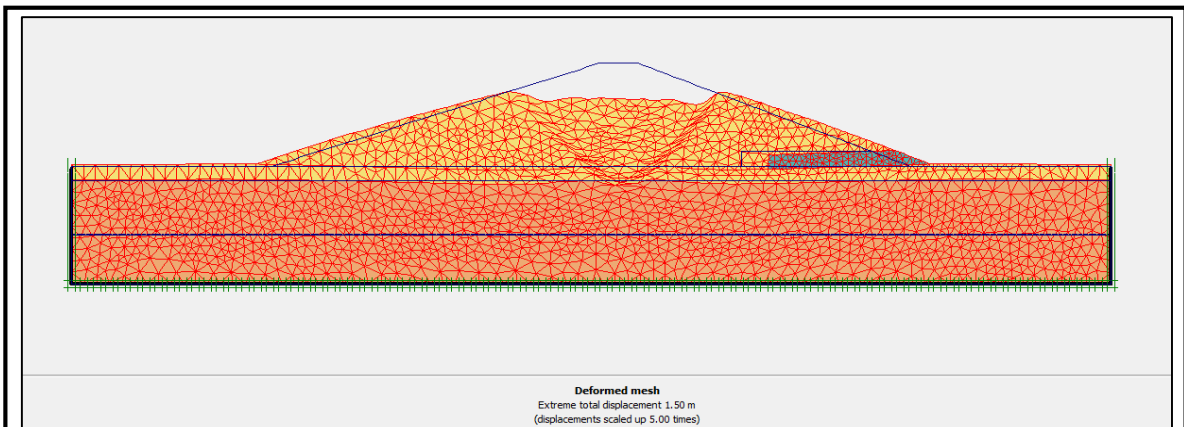


**Figura 194.** Plaxis – Establecimiento de puntos de análisis.

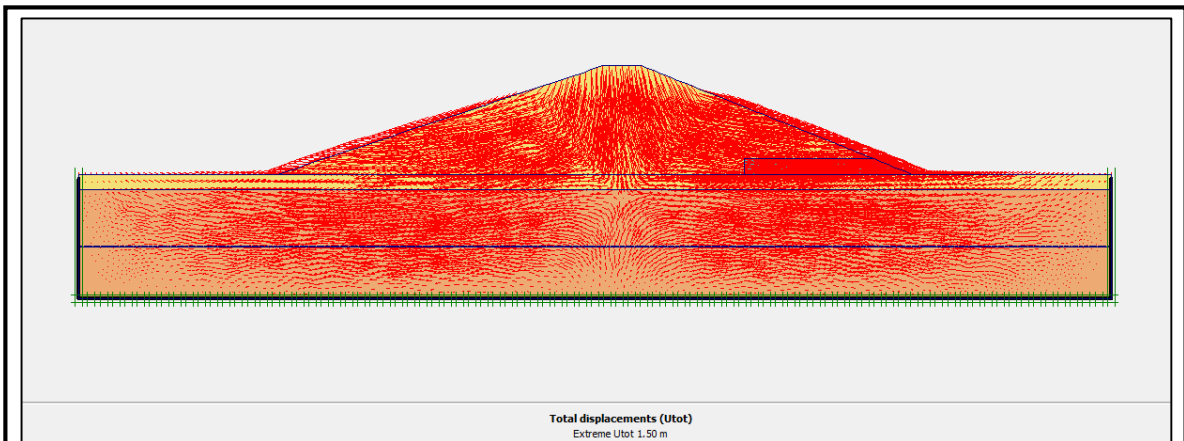
**Fuente:** Plaxis v.8.6

Una vez terminada la creación de fases, clic en el botón “Calculate”. En la ventana que aparece, se puede visualizar la deformación de la triangulación y los desplazamientos. Para ello, clic en el menú “Deformations”, luego clic en: “Deformed mesh” (Deformación de la triangulación), “Total displacements”

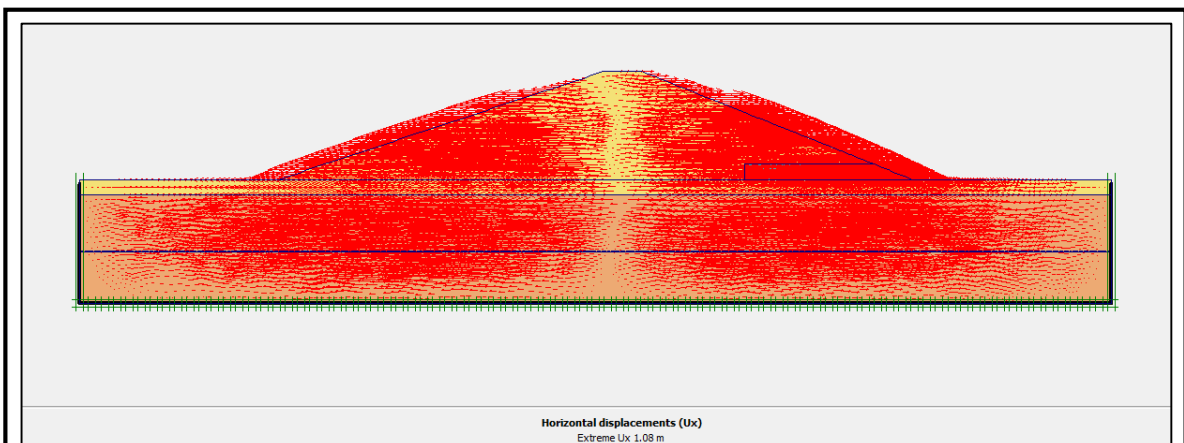
(Desplazamientos totales), “Horizontal displacements (x)” (Desplazamientos horizontales) o “Vertical displacements” (Desplazamientos verticales).



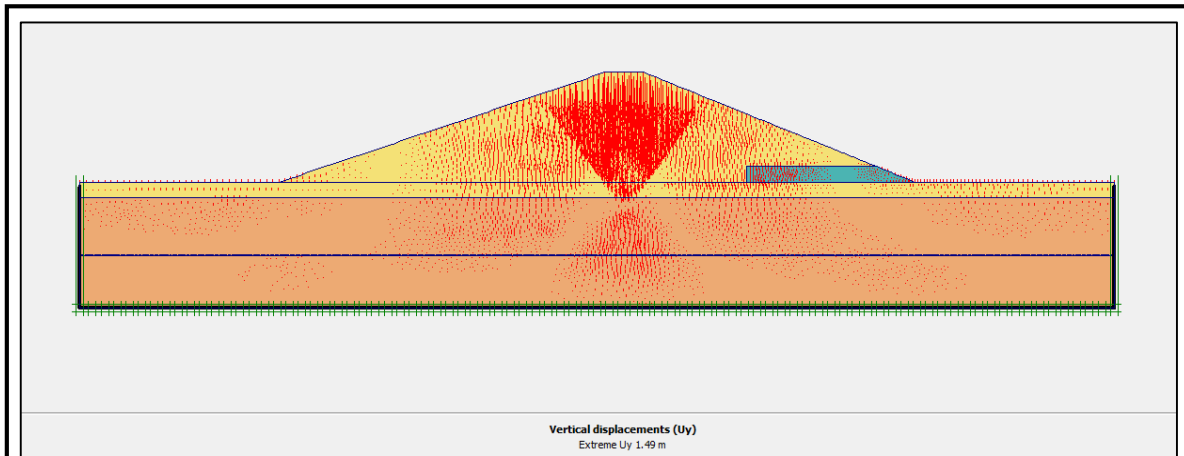
**Figura 195.** Plaxis – Deformación de la triangulación.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



**Figura 196.** Plaxis – Desplazamientos totales.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

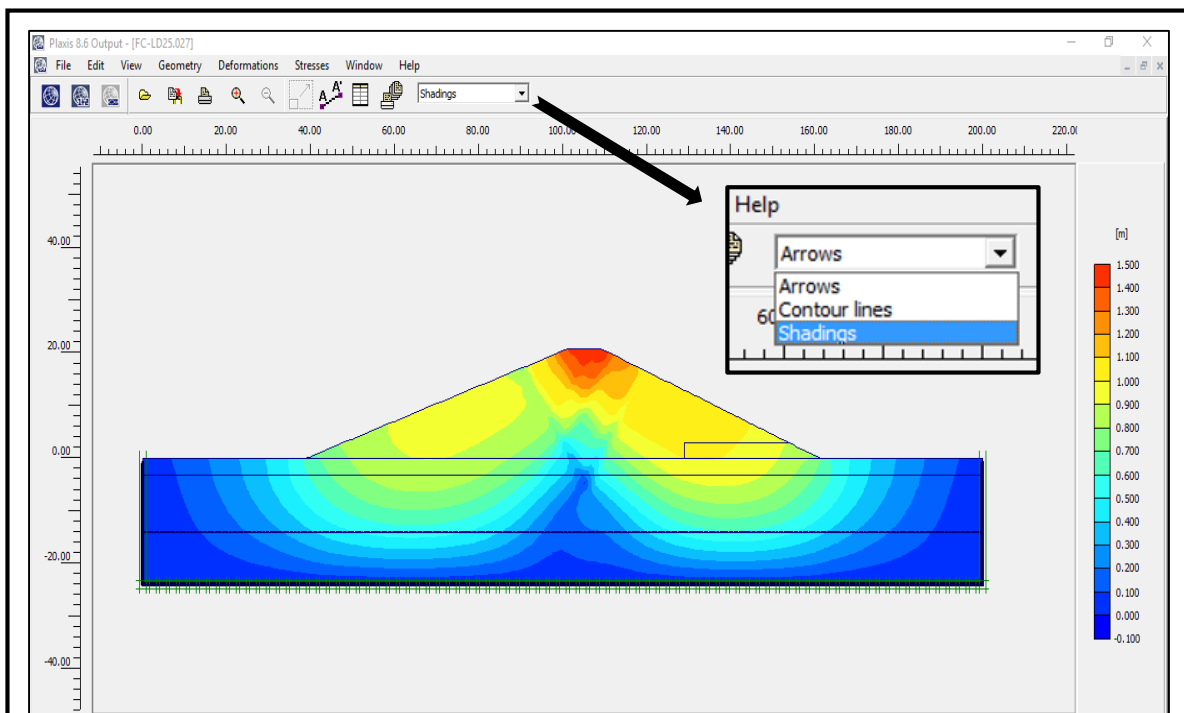


**Figura 197.** Plaxis – Desplazamientos horizontales.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



**Figura 198.** Plaxis – Desplazamientos verticales.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

Los desplazamientos presentados en las figuras anteriores, se muestran a través de flechas rojas. Sin embargo, estos se pueden representar mediante la paleta de colores; para ello clic en la pestaña desplegable que aparece al costado de “Arrows” y seleccionar “Shadings”.



**Figura 199.** Plaxis – Desplazamientos visualizados con la paleta de colores.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



## **D. Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.**

### **D.1. Equipo de Drenaje**

Los ensayos correspondientes al modelamiento físico – bidimensional, se llevaron a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Señor de Sipán; para ello, se recurrió a la utilización del Equipo de Drenaje.

#### **D.1.1. Componentes del Equipo de Drenaje (Especificaciones)**

##### **D.1.1.1. Tanque**

- Longitud: 2.00 m
- Ancho: 0.30 m
- Altura: 0.70 m
- Base y paredes (laterales y posterior) de acero inoxidable estructural  $e=1/24"$ .
- Pantalla frontal de acrílico transparente  $e=1/4"$ . En su lado interior, está cubierto por una cinta adhesiva (Pegafan), para evitar futuras rayaduras.
- Las uniones de la pantalla acrílica con la estructura de acero, consisten en pernos hexagonales de  $1/4" \times 3/4"$  con anillo plano y tuerca. Asimismo, la superficie en contacto de ambos materiales, posee una capa de sellante a base de poliuretano (Sika-Flex) para evitar filtraciones.

##### **D.1.1.2. Sistema de suministro y regulación**

- La pared lateral izquierda, a 0.35 m al eje (medido desde la superficie de la mesa) presenta una tubería entrante de  $1/2"$  cuya función es suministrar fluido al tanque. Su extremo interior (simple presión) tiene una longitud de 1", mientras que el exterior (con rosca) tiene una longitud de 3".

- En el interior, la tubería de acero inoxidable se acopla con un codo 90°, seguido de una tubería y tapón hembra (con orificios). Los accesorios mencionados son de ½" (PVC) y se conectan a simple presión. La finalidad de esta instalación, es evitar que el caudal erosione la superficie de la muestra de suelo a ensayar.
- En el exterior, se dispone del sistema de suministro y regulación. El primero, cuenta con una bomba sumergible capaz de proveer un caudal máximo de 1500 litros por hora y cuya altura máxima de bombeo es de 2 metros. Asimismo, el segundo consta de 2 mangueras, 4 tuberías, 2 codos 90° a simple presión, 1 codo 90° con rosca, 1 tee, 2 uniones mixtas, 1 niple de ½" y 2 llaves de paso; todos los accesorios mencionados son de ½" (PVC).
- La llave de paso ½" superior, regula el ingreso de caudal al tanque; mientras que la inferior, regula la cantidad de fluido que retornará al punto de bombeo (mientras mayor sea la abertura de esta llave, se reducirá el caudal y la altura de bombeo).
- La colocación de las mangueras, desempeñan dos importantes funciones: evitar que las vibraciones originadas por la bomba, provoquen daños en las conexiones superiores de ½" (PVC) y facilitar el mantenimiento (y/o limpieza) del punto de bombeo.

#### **D.1.1.3. Sistema de rebose**

- La base presenta dos tuberías entrantes de acero inoxidable 1" que cumplen la función de rebose, ubicadas a 0.075 m al eje de las paredes laterales. Sus extremos, tanto en el interior (simple presión) como exterior (con rosca) del tanque, tienen una longitud de 2"; los mismos que se conectan con uniones mixtas 1" (PVC). En el primer caso (interior), se acoplarán niples y uniones con rosca de 1" (ambos de PVC) hasta alcanzar la altura de rebose deseada. En el segundo caso (exterior), se adosará un niple de 3", un codo 90° con rosca en ambos extremos, una unión mixta y finalmente una tubería, todos los accesorios mencionados de 1".

#### **D.1.1.4. Sistema de lectura piezométrica**

- Conformado por 12 puntos de control distribuidos en 3 filas (espaciamiento entre ejes: 0.10 m) con 4 columnas (espaciamiento entre ejes: 0.40 m) y un tablero de medición piezométrica.
- Los puntos de control, consisten en tuberías de acero inoxidable de ½" con 4" de longitud, cuyos extremos a simple presión se encuentran unidos a la pared posterior del tanque mediante soldadura por arco. Asimismo, sus extremos roscados, se acoplan con un manguito mixto, seguido de una llave de paso y tapón macho; todos éstos accesorios de ½" (PVC).
- El tapón macho de ½" (PVC), en su parte central posee una abertura en la cual se fija un conector macho – rápido neumático recto para manguera de 6mm.
- En el interior del tanque, exactamente en la ubicación de los puntos de control, se dispone de una pequeña malla metálica cuadrada (2cm x 2cm) para reducir el ingreso de las partículas de suelo ensayadas al interior de las llaves de paso.
- El tablero de medición piezométrica consta de 4 piezómetros y 2 válvulas de purga de aire, dispuestos sobre una base de madera donde se encuentran señalizados los niveles y protegidos por una plancha de acrílico transparente. Asimismo, el tablero se incorpora al tanque a través de dos platinas 1/8" x 3/4" en forma de canal.
- El tablero de medición piezométrica recoge la información de los puntos de control, a través de las mangueras transparentes de 6mm (Diámetro) conectadas en sus respectivos extremos.

#### **D.1.1.5. Sistema de suministro de tinta**

- La pared lateral izquierda, posee un pequeño ángulo metálico 1" x 1" en la parte superior interna; en cuyo extremo presenta un orificio sobre el cual se fija el brazo de suministro de tinta (conformado por: 1 depósito plástico, 1

válvula de bronce, 1 varilla de bronce, 1 cono de acoplamiento plástico, 1 tubo transportador flexible y 1 aguja de bomba para inflar).

#### **D.1.1.6. Sistema de fijación y soporte del tanque**

- El tanque posee 6 ángulos de acero inoxidable 1" x 1", los dos primeros pares se ubican en las paredes laterales y el par restante se encuentra en la parte frontal. Éstos presentan un extremo soldado con el tanque y el otro sirve para fijarlo a la mesa mediante tornillos.
- El tanque dispone de 4 abrazaderas (2 horizontales y 2 verticales), formadas a partir de platinas 1/8" x 3/4".
- Las abrazaderas horizontales resultan de la unión de 2 piezas en "L", una de ellas presenta pernos soldados en sus extremos y la otra posee aberturas en las cuales encajan los primeros y se fijan gracias al empleo de anillos planos con tuercas.
- Las abrazaderas verticales se componen de 3 piezas; las 2 de mayor longitud tienen forma de "L", en un extremo se encuentra un perno soldado y en el otro una abertura que permitirá fijarlo al tablero de madera mediante tornillos. La pieza de menor tamaño, es una platina con un orificio en cada extremo; en los cuales ingresan los pernos de las piezas anteriormente mencionadas y se fijan de la misma manera que las abrazaderas horizontales.
- La superficie de las abrazaderas que cruzan la pantalla acrílica, están provistas de jebe capuchón; con la finalidad de generar un medio de unión entre ambas partes, sin originar rayaduras.

#### **D.1.1.7. Mesa de apoyo**

- Longitud: 2.30 m
- Ancho: 0.50 m
- Altura: 0.74 m
- Capacidad máxima de soporte: 950 Kg.

- La mesa de apoyo, se compone de una estructura metálica (a base de tubo negro rectangular de 40 mm x 60 mm) y un tablero de madera tornillo (e= 2”).

### **D.1.2. Posibles prácticas con el Equipo de Drenaje**

- Construcción de redes de flujo.
- Visualización de líneas de flujo.
- Verificación de la Ley de Darcy.
- Comparación entre resultados experimentales y predicciones analíticas.
- Determinación de niveles de filtración.
- Filtración a través de una presa de tierra.
- Control de filtración a través de suelos permeables por drenaje del subsuelo.
- Estabilidad de una presa de tierra.

### **D.1.3. Mantenimiento del Equipo de Drenaje**

- El alisado de las superficies metálicas internas y externas, deberá realizarse con una lija de agua.
- El pulido de las paredes deberá efectuarse con un líquido limpiador de metales (Brasso u afines).
- El recipiente de almacenamiento de agua (Punto de bombeo) debe vaciarse y lavarse cada semana, a fin de evitar la formación de una membrana gelatinosa en sus superficies.

## **D.2. Ensayos Previos**

### **D.2.1. Factor de escala**

Partiendo del predimensionamiento adoptado en el ítem anterior y considerando las dimensiones del Equipo de Drenaje, el factor de escala a utilizar es 1:100; con esto se garantiza el adecuado posicionamiento de la presa dentro del

tanque, manteniendo una distancia prudencial de los taludes con respecto a los dos puntos de rebose presentes.



**Figura 200.** Sección transversal de presa con un drenaje horizontal  $L = 5$  cm. Escala 1:100.

### D.2.2. Revisión del Equipo de Drenaje

- El Equipo de Drenaje se llenó con agua hasta una altura de 50 cm, con la finalidad de comprobar su hermeticidad y chequear la existencia de probables fugas en las uniones de tuberías y accesorios (de suministro y/o rebose). Asimismo, permitió medir la eficacia de las abrazaderas en el control de las deformaciones horizontales producto de la presión en sus paredes.



**Figura 201.** Revisión de fugas y deformaciones horizontales del Equipo de Drenaje.

### D.2.3. Primer ensayo de prueba

- Primer predimensionamiento a escala 1:100, considerando una cimentación de 10 cm de profundidad y un cuerpo de presa de 25 cm de altura (ambos constituidos de arena lavada).
- Trazo de la cimentación y cuerpo de presa en la pantalla de acrílico del Equipo de Drenaje, utilizando plumón indeleble.
- El material de la cimentación, se compactó en capas de 5 cm; logrando un grado de compactación promedio de 97%.
- Debido a la escasa profundidad de la cimentación, ésta no se apreciaba en el Equipo de Drenaje.



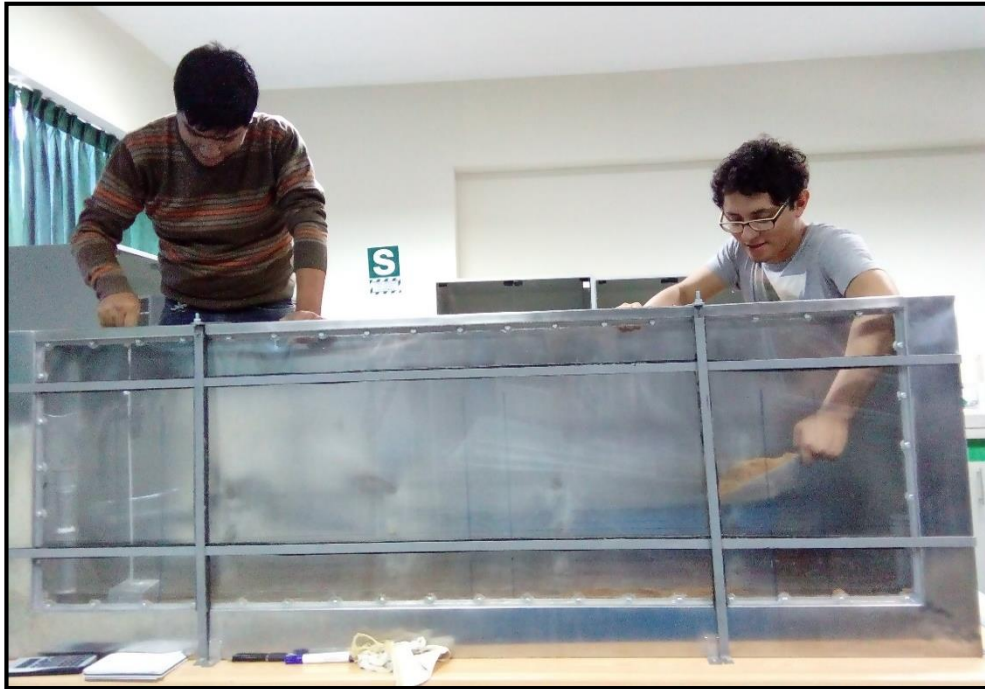
*Figura 202.* Trazo de la sección transversal de presa en la pantalla acrílica.

### D.2.4. Segundo ensayo de prueba

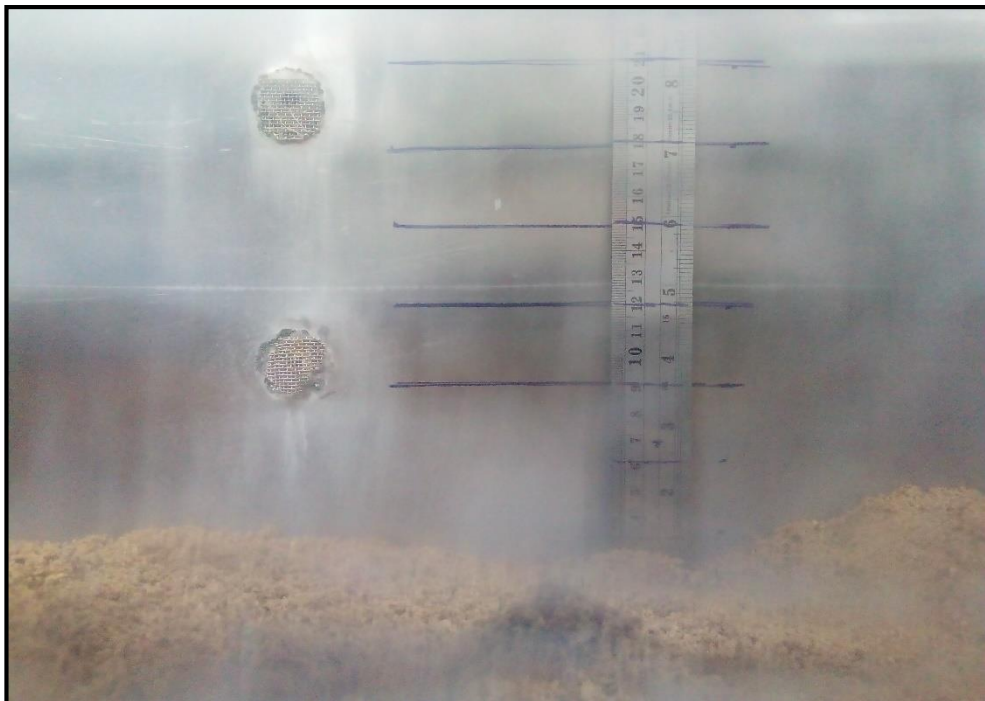
#### a. Fecha N° 01: 14/11/2016

- Aumento de la profundidad de cimentación a 21 cm, a fin de ser apreciable en el Equipo de Drenaje. El material empleado fue arena sometida a un tamizado previo a través de la malla de 1/4" (sin lavar).

- Trazo de líneas de control de compactación cada 3 cm. Con este proceso, se aumentó el grado de compactación a 99% en la cimentación.



**Figura 203.** Colocación y compactación del material de cimentación (estrato inferior: arena sin lavar).



**Figura 204.** Líneas de control de compactación, dispuestas cada 3 cm.



**b. Fecha N° 02: 19/11/2016**

- Incorporación de un estrato superior (arena lavada), con el cual se evitó que el material del cuerpo de presa difiera de la cimentación. Con esto, se buscó representar un mejoramiento del terreno en la zona donde se ubicó la sección transversal de presa.
- La colocación de un estrato de arena lavada (cuyo espesor fue de 3 cm), impidió que los finos u otros materiales presentes en el estrato inferior de la cimentación puedan emerger a la superficie; evitando la turbidez en el agua embalsada durante los ensayos.
- En la cimentación compuesta, se colocó una malla metálica entre ambos estratos; con el propósito de mantener constantes las propiedades características de cada uno y evitar una mezcla entre ellos.



**Figura 205.** Compactación del material de cimentación (estrato superior: arena lavada).



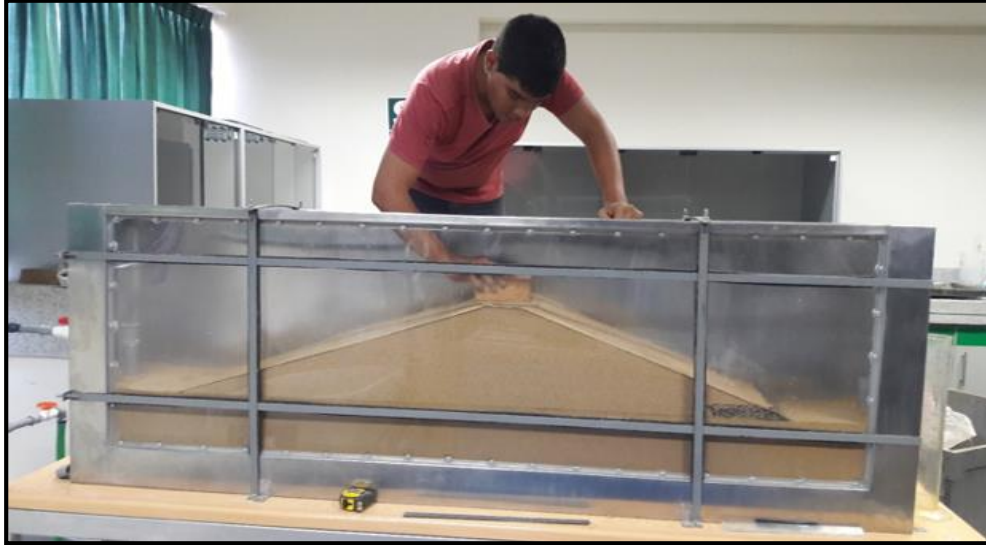
**Figura 206.** Colocación de la malla metálica (entre los estratos de la cimentación).

**c. Fecha N° 03: 28/11/2016**

- Variación de la malla metálica por una malla de tela plástica (entre los estratos de la cimentación). La primera originaba ciertas dunas en la superficie, asimismo su riesgo de oxidación y desgaste era inminente por estar sometido a un medio de saturación constante.
- El cuerpo de presa representado, poseía una altura de 25 cm y un drenaje horizontal de 10 cm.



**Figura 207.** Colocación de la malla de tela plástica (entre los estratos de la cimentación).



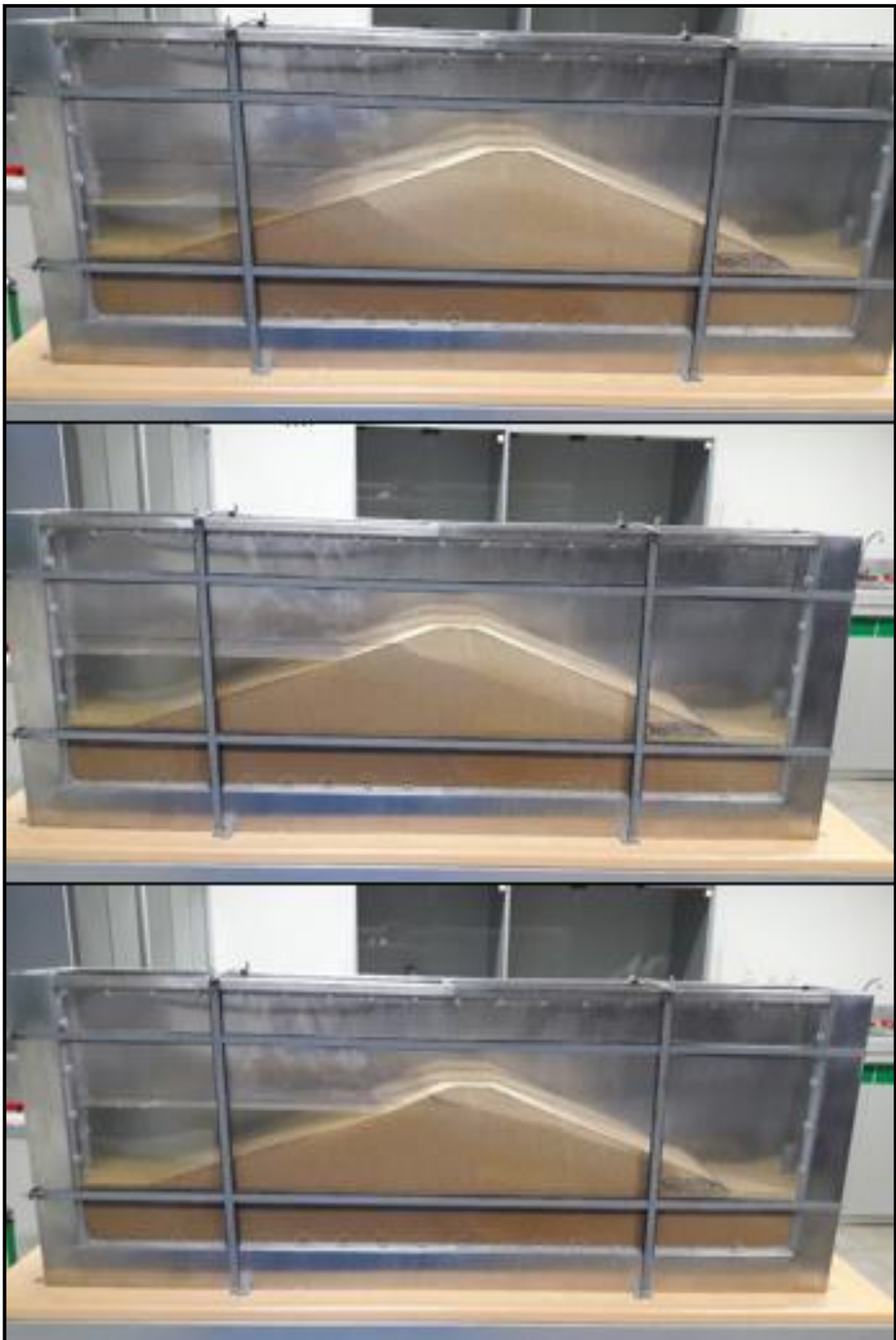
**Figura 208.** Sección de presa culminada (1er predimensionamiento) en el Equipo de drenaje.

**d. Fecha N° 04: 16/01/2017**

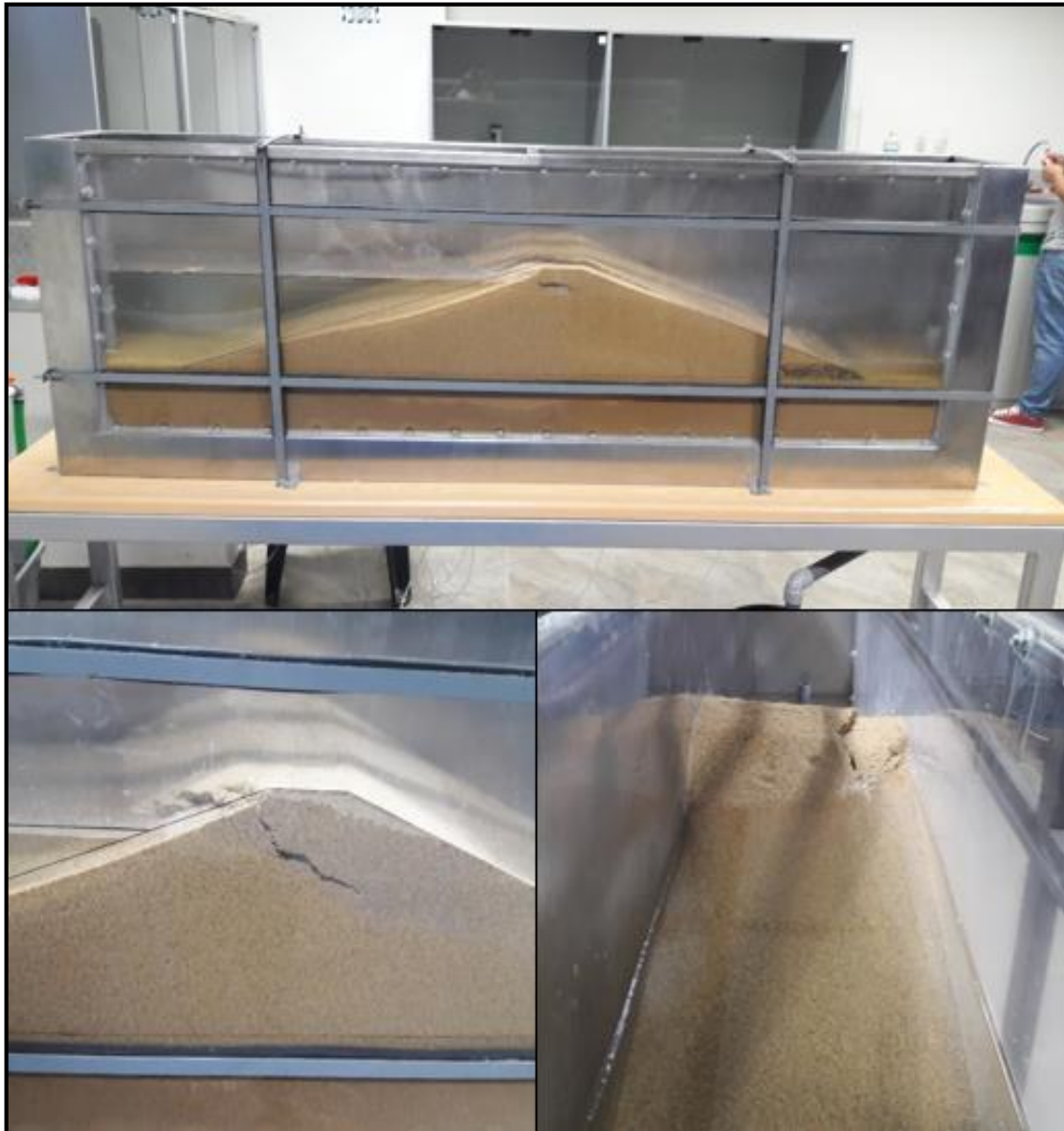
- Primer llenado de presa (1er predimensionamiento), altura de agua: 21 cm.
- El tiempo de llenado fue de 35 min. Durante este periodo, se apreció: la falla del talud aguas arriba y la aparición de una grieta en la corona (acompañada de un desplazamiento vertical de 11 mm en dicha zona).
- La estructura metálica del equipo, sufrió una deformación horizontal aprox. de 5 mm debido a la presión ejercida por el agua; esta fue la causal de un nuevo predimensionamiento del cuerpo de presa.



**Figura 209.** Control del caudal de ingreso durante el primer llenado de presa (1er predimensionamiento).



**Figura 210.** Saturación progresiva de los materiales durante el primer llenado de presa (1er predimensionamiento).



**Figura 211.** Falla del talud aguas arriba. Aparición de una grieta en la corona y posterior asentamiento de 11 mm en dicha zona.

### **D.2.5. Tercer ensayo de prueba**

**a. Fecha N° 01: 17/01/2017**

- Retiro del cuerpo de presa y estrato superior de la cimentación, pertenecientes al segundo ensayo de prueba realizado. Asimismo, se compactó nuevamente el estrato superficial ( $e= 3 \text{ cm}$ ) de arena lavada.



**Figura 212.** Compactación del estrato superior de cimentación ( $e = 3$  cm) para un nuevo ensayo.

**b. Fecha N° 02: 24/01/2017**

- Replanteo de la nueva sección transversal en la pantalla acrílica, correspondiente al segundo predimensionamiento.
- La nueva altura del cuerpo de presa es de 21 cm. Además, los tirantes son de 17 cm y 1.7 cm en la sección aguas arriba y abajo respectivamente.



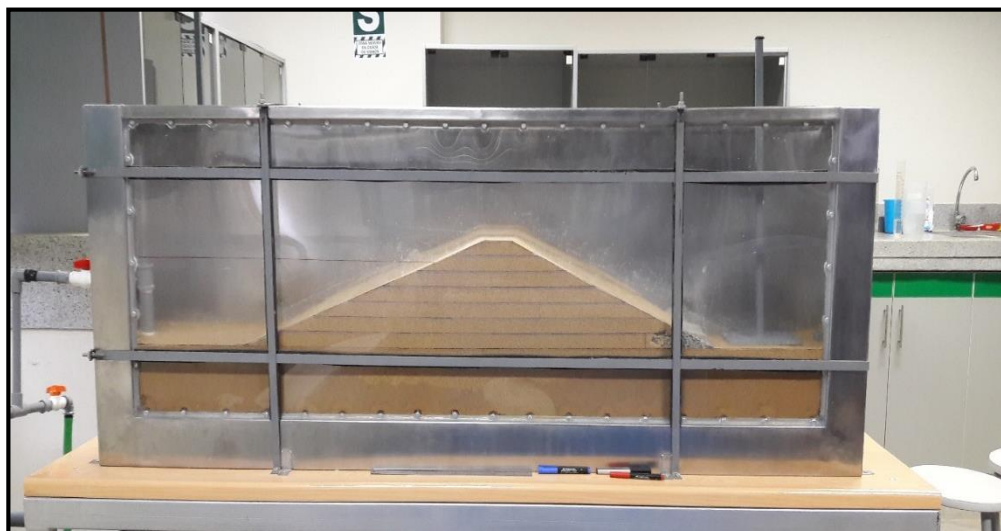
**Figura 213.** Replanteo de la nueva sección de presa (2do predimensionamiento) en la pantalla acrílica.

c. Fecha N° 03: 25/01/2017

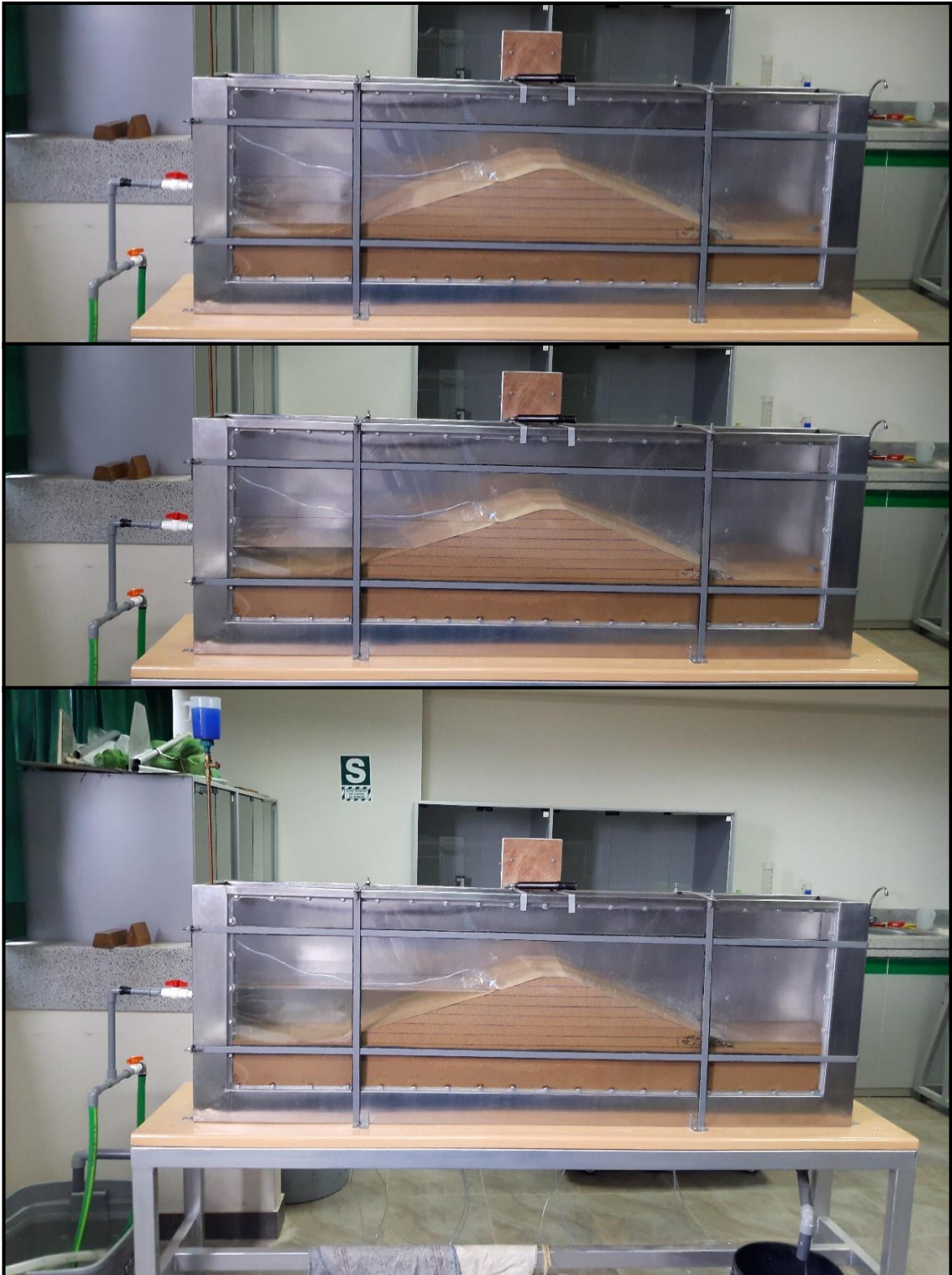
- Trazo de líneas de control de compactación cada 3 cm en el cuerpo de presa. Asimismo, en cada capa se establecieron 3 puntos de medición para estimar el grado de compactación real.
- Primer llenado de presa (2do predimensionamiento), duración: 30 min.
- Suministro de tinte azul (polvo) diluido en agua, cuya finalidad era visualizar la línea de saturación. Sin embargo, no logró atravesar el cuerpo de presa.



**Figura 214.** Líneas de control de compactación en el cuerpo de presa.



**Figura 215.** Sección de presa culminada (2do predimensionamiento) en el Equipo de drenaje.



**Figura 216.** Primer llenado de presa (2do predimensionamiento). Instalación del sistema de suministro de tinta.





**Figura 217.** Intento fallido del suministro de tinte azul (diluido en agua) en el cuerpo de la presa.

**d. Fecha N° 04: 26/01/2017**

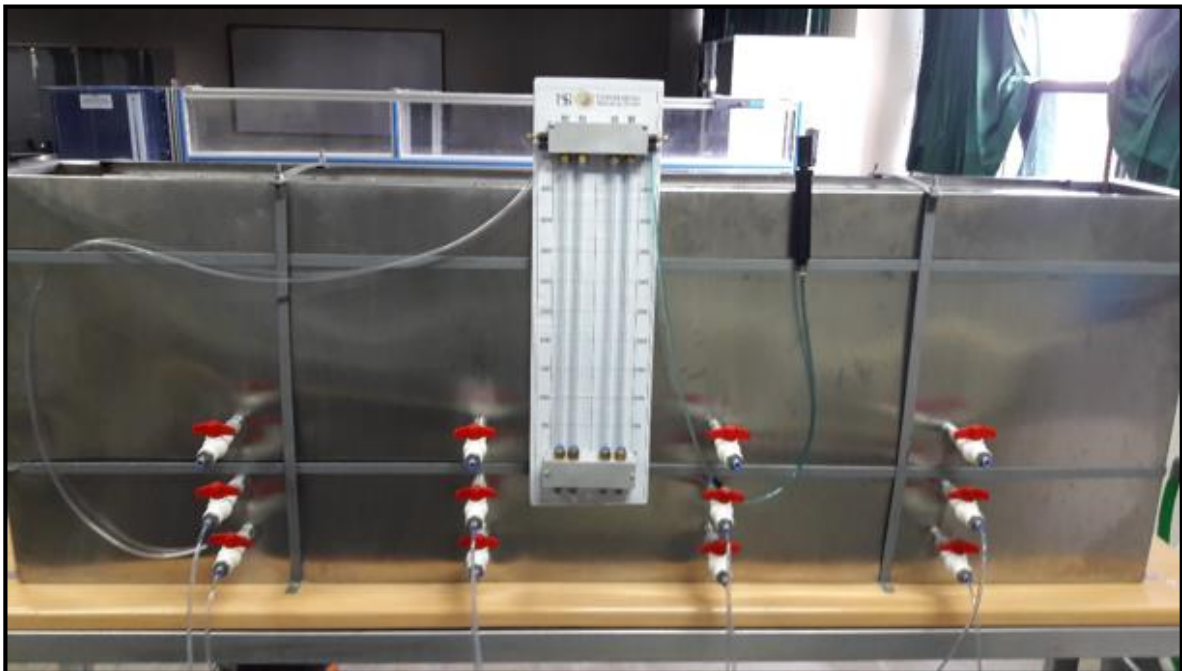
- Segundo llenado de presa (2do predimensionamiento), duración: 27 min.
- Medición de caudales en los Reboses N° 01 y N° 02.
- Lectura de alturas piezométricas en los 12 puntos de control (distribuidos en 3 filas y 4 columnas en el Equipo de drenaje).



**Figura 218.** Segundo llenado de presa (2do predimensionamiento).



**Figura 219.** Medición de caudales en los reboses N° 01 y N° 02, mediante el uso de probeta y cronómetro.



**Figura 220.** Lectura de alturas piezométricas, mediante el uso del tablero piezométrico ubicado en la parte posterior del equipo.

e. Fecha N° 05: 27/01/2017

- Tercer llenado de presa (2do predimensionamiento), duración: 29 min.
- Suministro de tinte rojo a base de suero (uso médico). A pesar de tener una densidad superior a la del agua, se infiltra en el cuerpo de la presa pero no permitía visualizar claramente la trayectoria del fluido (línea de saturación).



**Figura 221.** Línea de saturación ligeramente visible con el uso de suero.



**Figura 222.** Ensayo de densidad aplicado al tinte rojo a base de suero.

f. **Fecha N° 06: 30/01/2017**

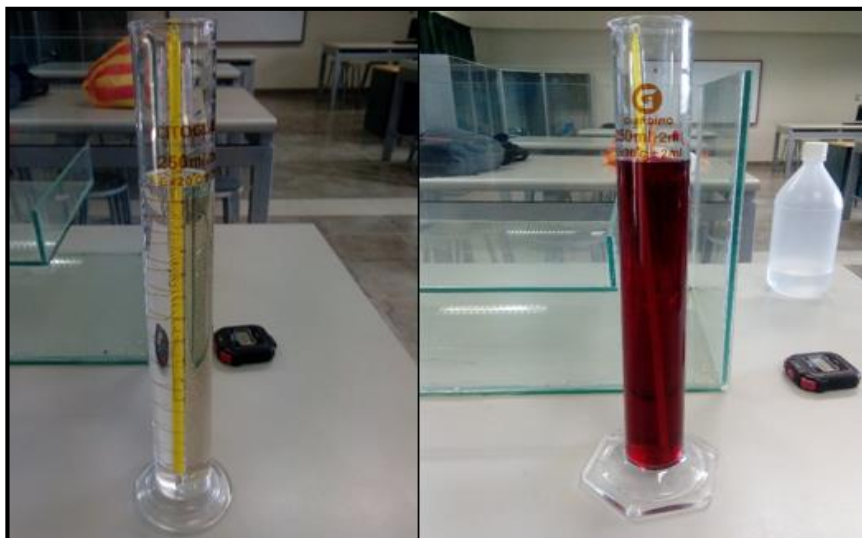
- Cuarto llenado de presa (2do predimensionamiento), duración: 27 min.
- Suministro de tinte rojo a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40. Este compuesto permitió remarcar la línea de saturación a través del cuerpo de presa en un intervalo de tiempo de 20 a 25 min.



**Figura 223.** Línea de saturación visible gracias al tinte rojo a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40.

#### D.2.6. Dosificación del tinte

- Para obtener la intensidad de color y densidad apropiada, se diluyó 5 ml del tinte rojo (a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40) en 500 ml de agua.



**Figura 224.** Lectura de la temperatura durante el ensayo de densidad de líquidos.

### **D.3. Ensayos Definitivos**

En el periodo de febrero – marzo del año 2017, se llevaron a cabo 30 ensayos en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Señor de Sipán. Cada ensayo es un modelamiento físico – bidimensional para la sección transversal de presa sin y con sistema de drenaje tipo horizontal (para diferentes longitudes). El procedimiento realizado, se describe a continuación:

#### **D.3.1. Contenido de humedad**

- Antes de proceder con el ensayo propiamente dicho, se determinaba el contenido de humedad de la muestra de suelo, ingresando 2 taras con arena lavada al horno y dejándola secar por un intervalo de 1 hora (por tratarse de suelos granulares).
- Los contenidos de humedad de la arena, se encontraron por debajo del óptimo; esto facilitaba su trabajabilidad, ya que para llegar a este parámetro (óptimo contenido de humedad), se le adicionaba agua y se mezclaba de forma homogénea.

### D.3.2. Estimación de la cantidad de arena lavada

- El cuerpo de presa está dividido en 7 regiones (capas), conociendo el área de cada una y el ancho del Equipo de Drenaje, se puede determinar sus respectivos volúmenes.
- Con la máxima densidad seca (para un grado de compactación asumido) y los volúmenes previamente determinados, se puede calcular la cantidad de arena lavada a emplear. Asimismo, a este valor se le incorpora el óptimo contenido de humedad para determinar los pesos de material en cada capa.
- Con el contenido de humedad natural determinado en el ítem anterior, se estima el peso final del material (arena lavada) y agua adicional a incorporar en cada capa.

MATERIAL	:	Arena Lavada (AL)		
PROPIEDADES DEL MATERIAL				
DENSIDAD MÁXIMA SECA	:	1.715	g/cm3	
ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD	:	5.18%		
CONTENIDO HUMEDAD NATURAL	:	4.44%		
GRADO DE COMPACTACIÓN ESTIMADO	:	100.00%		
DENSIDAD MÁXIMA SECA ESTIMADA	:	1.715	g/cm3	

CAPA	ÁREA DE LA CAPA A COMPACTAR (cm2)	ANCHO DE LA CAPA A COMPACTAR (cm)	VOL. DE LA CAPA A COMPACTAR (cm3)	PESO TOTAL MAT. SECO (gr)
01	303.00	30.00	9,090.00	15,589.35
02	294.75		8,842.50	15,164.89
03	245.25		7,357.50	12,618.11
04	195.75		5,872.50	10,071.34
05	146.25		4,387.50	7,524.56
06	96.75		2,902.50	4,977.79
07	47.25		1,417.50	2,431.01

CAPA	OPT. CONT. HUMEDAD	PESO TOTAL MAT. CON OPT. CONT. HUM. (gr)	CONT. HUM. NATURAL	PESO TOTAL MAT. CON CONT. HUM. NATURAL (gr)	CANTIDAD AGUA A ADICIONAR (ml)
01	5.18%	16,396.88	4.44%	16,280.75	116.13
02		15,950.43		15,837.47	112.96
03		13,271.73		13,177.73	94.00
04		10,593.04		10,518.01	75.03
05		7,914.33		7,858.28	56.05
06		5,235.64		5,198.56	37.08
07		2,556.94		2,538.83	18.11

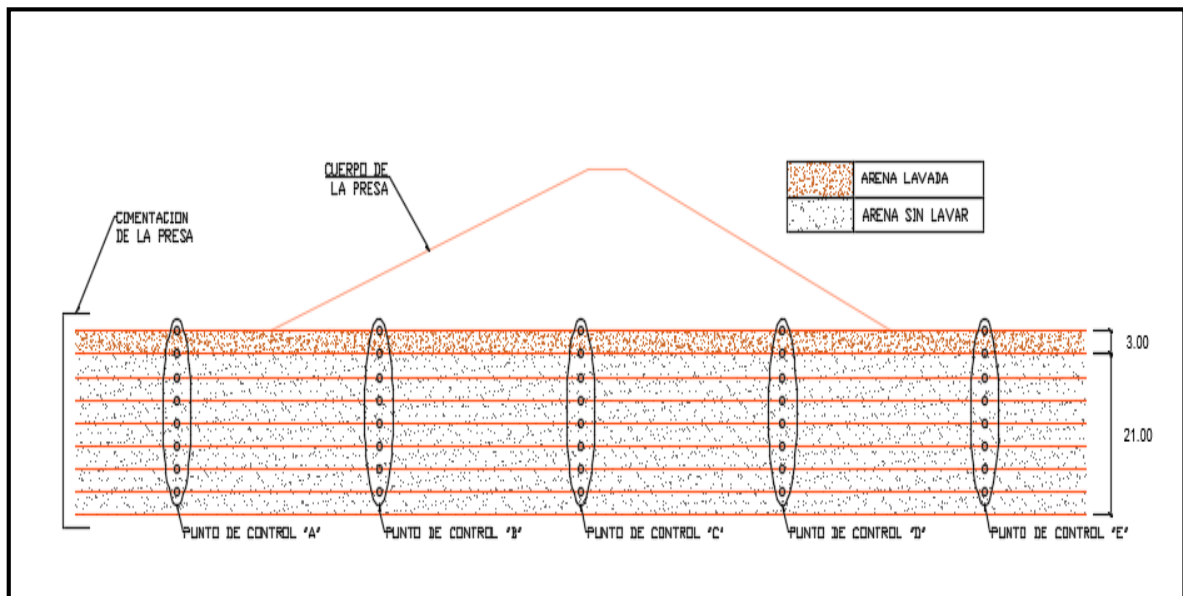
**Figura 225.** Formato de estimación de la cantidad de material en función del grado de compactación a emplear en el ensayo.

En la figura 225 se presenta el formato que permite estimar la cantidad de material (arena lavada) a emplear en el modelamiento de una presa de tierra con drenaje horizontal de 10 cm (Grado de compactación asumida: 100.00 %)

### D.3.3. Compactación (Control)

#### D.3.3.1. Cimentación de la presa

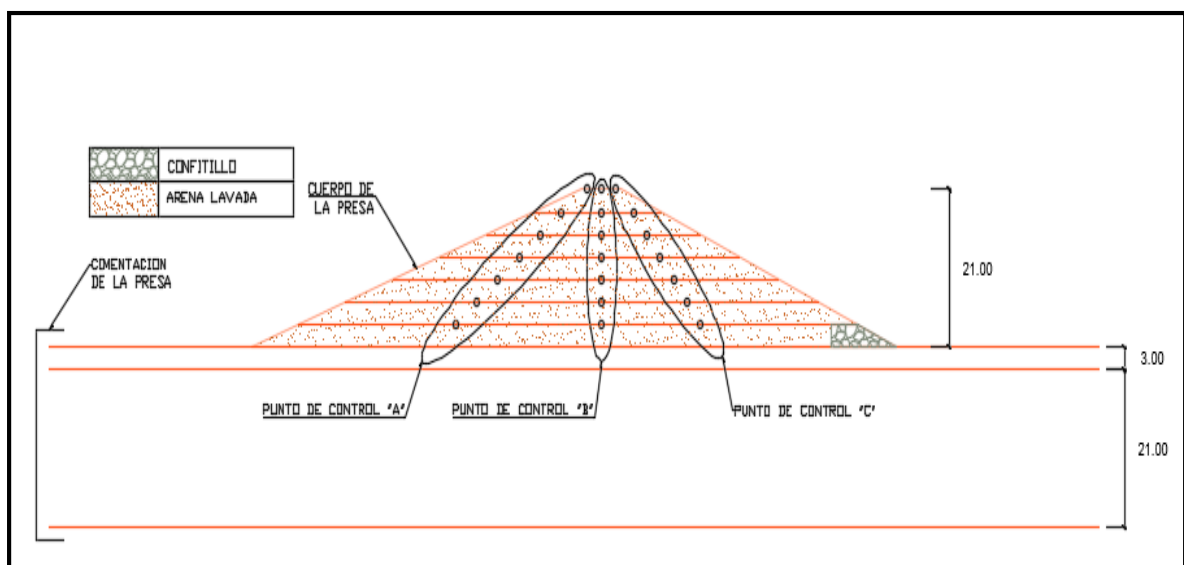
- La cimentación de la presa está constituida por 02 estratos (Arena Lavada y Arena Sin Lavar)
- La compactación se realizó en capas de 0.03 m cada una.
- Para controlar la compactación, se tomaron 05 puntos de medición por capa.
- El punto inicial (A) y final (E) se encuentran a 0.20 m de las paredes laterales del Equipo.
- Todos los puntos de control se encuentran a 0.40 m de separación entre sí.
- En los ensayos, la cimentación permanece constante (no se retira del Equipo).
- El grado de compactación asumida para la cimentación fue de 100% en ambos estratos y después de realizado el control anteriormente explicado, se obtuvo 98.88% para el estrato inferior y 99.34% para el estrato superior. Por lo tanto, en promedio se alcanzó un grado de compactación de 99.11% en la cimentación.



**Figura 226.** Ubicación de puntos de control de compactación en la cimentación del modelo.

### D.3.3.2. Cuerpo de la presa

- El cuerpo de la presa está constituida por 02 materiales: Arena Lavada y Confitillo (Drenaje Horizontal).
- La compactación se realizó en capas de 0.03 m cada una.
- Para controlar la compactación, se tomaron 03 puntos de medición por capa.
- Los puntos de control "A" y "C" se encuentran a 0.30m, 0.25m, 0.20m, 0.15m, 0.10m, 0.05m y 0.01m de los bordes del talud de la presa (Capas en Orden Ascendente).
- El punto de control "B" se encuentra en la mitad de la capa compactada.
- El material del cuerpo de la presa, se retira después de cada ensayo realizado.
- Para el cuerpo de la presa, se asumen diferentes grados de compactación (96% - 100%); con la finalidad de que después del control, todos superen un grado de compactación real de 95% (valor mínimo aceptable en los procesos constructivos).



**Figura 227.** Ubicación de puntos de control de compactación en el cuerpo de presa del modelo.



#### D.3.4. Llenado de la presa

- El tiempo de llenado del Tanque, para la sección transversal de presa predimensionada oscila entre 25 a 30 minutos.
- El caudal de ingreso es de  $28.14 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .
- El volumen del embalse en el Equipo (Aguas arriba, descontando el volumen ocupado por la tubería de rebose) es de  $32,519.83 \text{ cm}^3$ .

#### D.3.5. Medición de caudales

- Los caudales fueron medidos después de transcurrir 20 minutos de la puesta en funcionamiento de ambos reboses.
- Se determinó el caudal en los reboses N° 01 y N° 02.

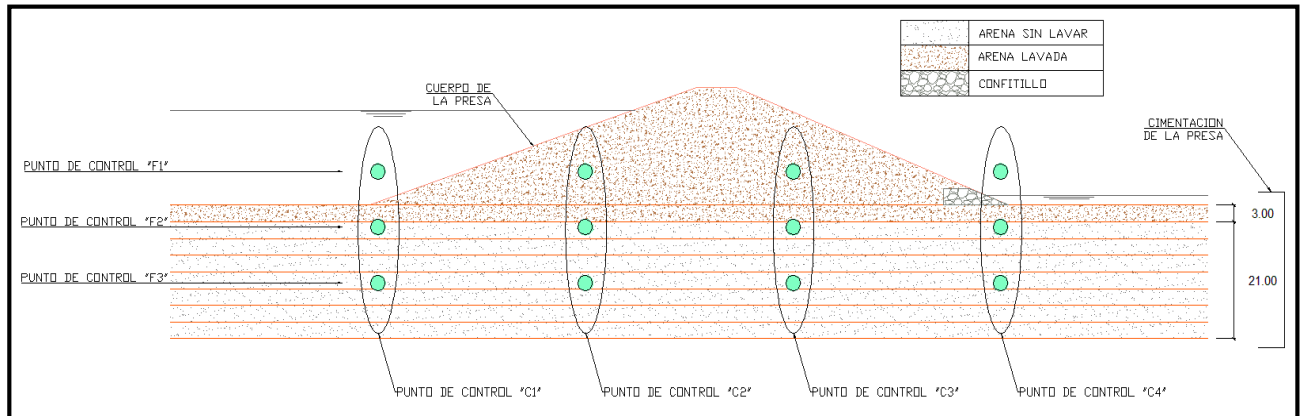


**Figura 228.** Medida del volumen de agua saliente en la tubería de rebose #2 ubicada aguas abajo de la presa.

#### D.3.6. Lectura piezométrica

- Inmediatamente concluida la medición de caudales en los reboses, se procede a la lectura piezométrica de cada fila.
- Las 2 últimas filas (F2 y F3), otorgan la medición piezométrica de la cimentación (Estrato Inferior).

- En la primera fila (F1), el punto C4 no brinda medición alguna, ya que se encuentra por encima del tirante aguas abajo. Los puntos C2 y C3, proporcionan medición del cuerpo de la presa y el C1 está inmerso en el tirante aguas arriba.



**Figura 229.** Ubicación de puntos de control para lecturas piezométrica en el modelo.

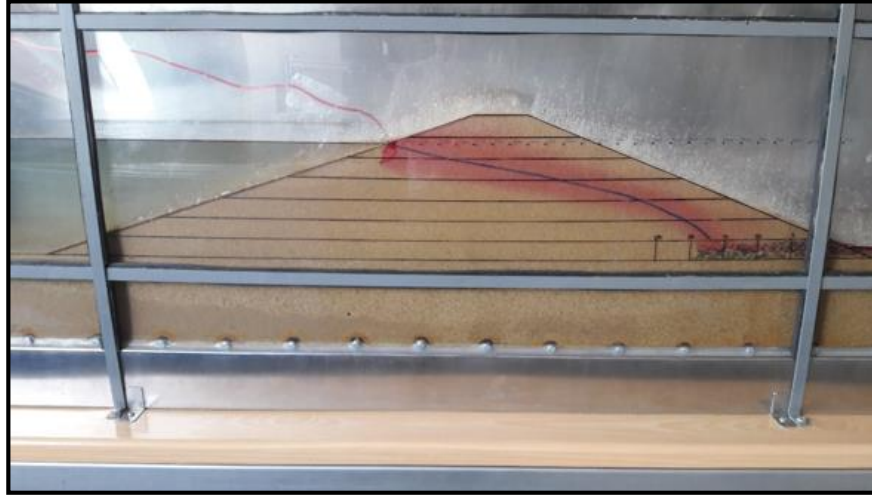


**Figura 230.** Medida de lecturas piezométricas según lo dispuesto por cada fila.

### D.3.7. Línea de saturación

- La formación de la línea de saturación con tinte (a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40), demora entre 20 a 25 minutos.

- El trazo de la línea de saturación, se realizó a través de la medición de alturas en los puntos de control distribuidos cada 2.5 cm a partir de la intersección del tirante aguas arriba con el talud de la presa.



**Figura 231.** Trazado del recorrido de la línea de saturación en la pantalla de acrílico.

#### **E. Comparación de los resultados teóricos (fórmulas, software) con los obtenidos en laboratorio.**

Una vez finalizado el cálculo de resultados por los diferentes métodos (fórmulas, software, modelamiento), se procedió a elaborar gráficas que permitieron establecer relaciones entre ellos e intervalos de variación.

#### **F. Propuesta de coeficientes de corrección (teórico, software), para determinar caudales de infiltración de diseño.**

Conocida la variación existente entre los caudales de infiltración calculados por los diferentes métodos y ante la incertidumbre del valor a utilizar al momento de diseñar éstas estructuras hidráulicas (presas de material homogéneo con sistema de drenaje horizontal); se creyó conveniente uniformizar los resultados obtenidos mediante la propuesta de coeficientes (el criterio adoptado fue asegurar el cumplimiento del periodo de diseño y evitar el sobredimensionamiento de la estructura).

### 3.7.3. Equipos, materiales, programas y formatos

**Tabla 41.**

*Ensayos para los materiales.*

Ensayos	Descripción	Instrumentos o equipos
Suelos	Contenido de humedad	Balanza, taras y horno eléctrico.
Suelos	Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado	Juego de tamices (No 4, No 10, No 40, No 60, No 100, N°200).
Suelos	Gravedad específica de sólidos	Balanza, Matraz aforado picnómetro, estufa, piseta, canastilla metálica, balde, horno eléctrico.
Agregados	Gravedad específica y absorción del agregado fino	Balanza, Molde cónico, Matraz aforado picnómetro.
Agregados	Gravedad específica y absorción del agregado grueso	Balanza, Canastilla metálica y dispositivo de suspensión.
Agregados	Peso unitario del agregado global (suelto y varillado)	Balanza, Varilla compactadora, piseta, molde cilíndrico y bandeja.
Suelos	Próctor modificado	Equipo de Próctor modificado, bandeja, balanza y cucharas.
Suelos	Permeabilidad de suelos granulares (carga constante)	Equipo de permeabilidad de carga constante, probeta, cronómetro.
Suelos	Corte directo	Equipo de corte directo, balanza y piseta.
Suelos	Consolidación unidimensional de los suelos	Equipo de consolidación unidimensional, piseta, balanza.
Suelos	Densidad mínima y máxima	Molde cilíndrico, balanza, cuchara, martillo de goma.

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 42.**

*Ensayos de hidráulica (Modelamiento físico – bidimensional).*

Ensayos	Instrumentos o equipos	Descripción
Ensayos de hidráulica (Modelamiento)	Equipo de drenaje	Tanque hermético con dimensiones (200x30x70 cm) de acero inoxidable e=1/24", con pantalla frontal de acrílico transparente e=1/4".

Ensayos	Instrumentos o equipos	Descripción
físico – bidimensional)		Ubicándose en la pared lateral izquierda del tanque, se tiene el sistema de suministro y regulación, el cual mediante unos accesorios de PVC (mangueras, codos, llaves de paso, niples, uniones, tee y tapón hembra) y una bomba sumergible, permiten el ingreso y control del caudal al tanque.
		Presenta dos tuberías entrantes de acero inoxidable de 1" que cumplen la función de rebose ubicadas en los extremos del tanque y que con la ayuda de accesorios de PVC, se controla los niveles deseados de agua.
		En la parte posterior se tiene el sistema de lectura piezométrica conformada por 12 puntos de control distribuidos en tres filas y cuatro columnas más un tablero de medición piezométrica el cual recoge la información de los puntos de control a través de mangueras transparentes de 6 mm. de diámetro.
		El brazo de suministro de tinta ubicado en la pared lateral izquierda (conformado por: 1 depósito plástico, 1 válvula de bronce, 1 varilla de bronce, 1 cono de acoplamiento plástico, 1 tubo transportador flexible y 1 aguja de bomba para inflar), permite el suministro de tinta al ensayo.
	Probeta	Probeta graduada de vidrio (250 ml).
	Regla	Lamina delgada y rectangular de acero que incluye una escala graduada en unidades de longitud (cm. y plg.)
	Apisonador	Apisonador metálico, de fondo rectangular plano (20cm x 20 cm).
	Tinte	Tinte rojo a base de agua tratada, polialcohol y colorante #40.
	Malla de tela plástica	Malla de tela plástica con aberturas entre ranuras de 4mm.
	Baldes	Balde de plástico de 20 lts.
Bandeja de muestreo y mezclado	Bandeja de fondo plano, de metal resistente, estanca, de profundidad y capacidad adecuada para permitir el batido del material sin pérdida de este.	
Balanza	Balanza digital de vidrio (soporta hasta 180 kg.)	
Equipos variados	Cronómetro, Termómetro, marcador, guincha, Cucharón de despacho de 1 kg.	

**Fuente:** Elaboración propia.

Los materiales empleados en el siguiente trabajo son:

- Arena sin lavar

La arena ensayada, fue sometida a un tamizado previo a través de la malla 1/4"; luego de ello no fue sometida a ninguna alteración externa (lavado).

- Arena con lavados continuos

La arena ensayada, fue sometida a un tamizado previo a través de la malla 1/4"; luego de ello fue sometida a lavados continuos a través de la malla N° 40.

- Confitillo

El confitillo ensayado, fue sometido a un tamizado previo a través de la malla N° 04. El confitillo después del tamizado previo, fue sometido a lavados sucesivos.

Asimismo, se utilizaron los siguientes programas:

- AutoCAD 2015
- Rocscience: Slide (Versión 5.0.)
- GeoStudio: Slope / W y Seep / W (Versión 2016)
- Plaxis (Versión 8.6.)

#### 3.7.4. Recursos humanos

**Tabla 43.**  
*Recursos humanos.*

Personal	Número
Técnico de Laboratorio	1
Ingeniero especialista en hidráulica	2
Ingeniero especialista en geotecnia	1
Tesistas	2

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.7.5. Fórmulas

Los cálculos realizados con la finalidad de conseguir los datos necesarios para cumplir con el propósito de esta investigación; partieron de la aplicación de diversas ecuaciones, un grupo de estas nos permitieron encontrar propiedades mecánicas, geotécnicas e hidráulicas de los materiales; mientras que el grupo restante nos permitió determinar cuantitativamente el comportamiento del flujo de agua a través del cuerpo de presa y cimentación.

Las ecuaciones aplicadas para encontrar las propiedades de los materiales son las siguientes:

a. Contenido de humedad

Se empleó las siguientes ecuaciones:

$$W(\%) = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

**Ecuación 48.** Contenido de humedad.

$$W(\%) = \frac{M_{cws} - M_{cs}}{M_{cs} - M_c} \times 100 = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

**Ecuación 49.** Contenido de humedad en laboratorio.

En donde:

W = Contenido de humedad, (%)

M<sub>cws</sub> = Peso del contenedor más el suelo húmedo (gr.)

M<sub>cs</sub> = Peso del contenedor más el suelo secado en horno (gr.)

M<sub>c</sub> = Peso del contenedor (gr.)

M<sub>w</sub> = Peso del agua (gr.)

M<sub>s</sub> = Peso de las partículas sólidas, (gr.)

b. Gravedad específica de sólidos

Se empleó las siguientes ecuaciones:

$$G_s = \frac{W_s}{W_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \times \gamma_w}$$

**Ecuación 50.** Peso específico relativo de los sólidos.

$$G_s = \frac{W_s}{W_{(P+W)} - W_{(P+W+S)} + W_s}$$

**Ecuación 51.** Peso específico relativo de los sólidos en laboratorio.

En donde:

$G_s$  = Peso específico relativo de los sólidos (gr. / cm<sup>3</sup>)

$W_s$  = Peso de los sólidos del suelo seco (gr.)

$W_w$  = Peso del agua (gr.)

$\gamma_s$  = Peso específico del suelo (gr. / cm<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  = Peso específico del agua (gr. / cm<sup>3</sup>)

$V_s$  = Volumen de los sólidos (cm<sup>3</sup>)

$W_{(P+W)}$  = Peso de la fiola más agua (gr.)

$W_{(P+W+S)}$  = Peso del suelo, más la fiola, más agua (gr.)

c. Gravedad específica y absorción del agregado fino

Se empleó las siguientes ecuaciones:

- Peso específico de masa de suelo ( $P_m$ )

$$\text{Peso específico aparente} = \frac{A}{(B - C)} \times 100$$

**Ecuación 52.** Peso específico de masa.



- Peso específico de masa saturada con superficie seca (PemSSS)

$$\text{Peso específico aparente (S.S.S)} = \frac{B}{(B - C)} \times 100$$

**Ecuación 53.** Peso específico saturado con superficie seca.

- Peso específico aparente (Pea)

$$\text{Peso específico aparente} = \frac{A}{(A - C)} \times 100$$

**Ecuación 54.** Peso específico aparente.

- Absorción

$$\text{Absorción (\%)} = \frac{B - A}{A} \times 100$$

**Ecuación 55.** Absorción.

En donde:

A = Peso de la muestra seca en el aire, (gr.)

B = Peso de la muestra saturada superficialmente seca en el aire, (gr.)

C = Peso en el agua de la muestra saturada, (gr.)

- d. Gravedad específica y absorción del agregado grueso

- Para determinar el peso específico de la masa del suelo (Pem), peso específico aparente (S.S.S), peso específico permanente (Pea) y porcentaje de absorción, dichas ecuaciones son las ecuaciones 48, 49, 50 y 51. Pero los valores de A-B-C, toman el siguiente significado.

A = Peso de la muestra seca en el aire, (gr.)

B = Peso de la muestra saturada superficialmente seca en el aire, (gr.)

C = Peso sumergido en agua de la muestra saturada, (gr.)

- e. Peso unitario del agregado global (suelto y varillado).

Se empleó las siguientes ecuaciones:

- Peso unitario del agregado

$$M = \frac{(G - T)}{V}$$

**Ecuación 56.** Peso unitario del agregado.

En donde:

- M = Peso unitario del agregado, (kg. / m<sup>3</sup>).
- G = Peso del recipiente de medida más el agregado, (kg.).
- T = Peso del recipiente de medida, (kg.).
- V = Volumen de la medida, (m<sup>3</sup>).

- Peso unitario en condición saturado superficial seco

$$M_{SSS} = M \left[ 1 + \left( \frac{A}{100} \right) \right]$$

**Ecuación 57.** Peso unitario en condición saturado superficial seco.

En donde:

- M<sub>SSS</sub> = Peso unitario en condición saturado superficial seco, (kg. / m<sup>3</sup>).
- A = Contenido de agua, (%).

- f. Próctor modificado

Método A

- Molde, 4 pulg. de diámetro (101.6 mm)

- Material, se emplea en que pasa por el tamiz N° 4 (4.75 mm).
- Capas, 5.
- Golpes por capa, 25.
- Uso, cuando el 20 % o menos del peso del material es retenido en el tamiz N° 4 (4.75 mm).
- Otros usos, si el método no es especificado; los materiales que cumplen estos requerimientos de gradación pueden ser ensayados usando el método B o C.

#### Método B

- Molde, 4 pulg. de diámetro (101.6 mm).
- Material, se emplea el que pasa por el tamiz de 3/8 pulg. (9.5 mm).
- Capas, 5.
- Golpes por capa, 25.
- Usos, cuando más del 20 % del peso del material es retenido en el tamiz N° 4 (4.75 mm) y 20 % o menos de peso del material es retenido en el tamiz 3/8 pulg. (9.5 mm).
- Otros usos, si el método no es especificado, y los materiales entran en los requerimientos de gradación pueden ser ensayados usando método C.

#### Método C

- Molde, 6 pulg. de diámetro (152.4 mm).
- Materiales, se emplea el que pasa por el tamiz 3/4 pulg. (19.0 mm).
- Capas, 5.
- Golpes por capa, 56.
- Usos, cuando más del 20 % en peso del material se retiene en el tamiz 3/8 pulg. (9.53 mm) y menos de 30% en peso es retenido en el tamiz 3/4 pulg. (19.0 mm).
- El molde de 6 pulg. (152. 4 mm) de diámetro no será usado con los métodos A o B.

La muestra requerida para el método A y B es aproximadamente 16 kg y para el método C es aproximadamente 29 kg de suelo seco.

- Densidad húmeda

$$\rho_m = \frac{(M_t - M_{md})}{1000 \times V}$$

**Ecuación 58.** Densidad humedad.

En donde:

$\rho_m$  = Densidad húmeda del espécimen compactado, (Mg. / m<sup>3</sup>).

$M_t$  = Masa del espécimen húmedo más molde, (kg).

$M_{md}$  = Masa del molde de compactación, (kg).

$V$  = Volumen del molde de compactación, (m<sup>3</sup>).

- Densidad seca

$$\rho_d = \frac{\rho_m}{1 + \frac{W}{100}}$$

**Ecuación 59.** Densidad seca.

En donde:

$\rho_d$  = Densidad seca del espécimen compactado, (Mg. / m<sup>3</sup>).

$W$  = Contenido de agua, (%).

- Peso unitario seco del espécimen compactado

$$\gamma_d = 9.807 \times \rho_d$$

**Ecuación 60.** Peso unitario seco del espécimen compactado.

En donde:

$\gamma_d$  = Peso unitario seco del espécimen compactado.

- Contenido de agua para una saturación completa

$$W_{sat} = \frac{(\gamma_w)(G_s) - \gamma_d}{(\gamma_d)(G_s)} \times 100$$

**Ecuación 61.** Contenido de agua para una saturación completa.

En donde:

$W_{sat}$  = Contenido de agua para una saturación completa, (%).

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua, (9.807 kN / m<sup>3</sup>).

$\gamma_d$  = Peso unitario seco del suelo.

$G_s$  = Gravedad específica del suelo.

- g. Permeabilidad de suelos granulares (carga constante)

Se empleó la siguiente ecuación:

- Permeabilidad en suelos granulares.

$$K_T = \frac{(V)(L)}{(A)(H)(T)} \times 100$$

**Ecuación 62.** Permeabilidad en suelos granulares.

En donde:

$K_t$  = Coeficiente de permeabilidad, (cm / seg).

$V$  = Volumen de agua drenada, (ml).

$L$  = Altura de la muestra a ensayar, (cm).

$A$  = Área de la muestra a ensayar, (cm<sup>2</sup>).

$H$  = Altura cabeza variable, (cm).

$T$  = Tiempo de  $V$ , (seg).

h. Corte directo

Se empleó las siguientes ecuaciones:

- Máxima resistencia al corte

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

**Ecuación 63.** Máxima resistencia al corte.

En donde:

$\tau$  = Máxima resistencia al corte, (kg / cm<sup>2</sup>).

$c$  = Cohesión del suelo, (kg / cm<sup>2</sup>).

$\sigma$  = Esfuerzo normal total en el plano de falla, (kg / cm<sup>2</sup>).

$\varphi$  = Ángulo de fricción del suelo, (°).

- Esfuerzo normal.

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

**Ecuación 64.** Esfuerzo normal.

En donde:

$\sigma$  = Esfuerzo normal, (kg / cm<sup>2</sup>).

$F$  = Fuerza normal vertical aplicada sobre el espécimen, (kg).

$A$  = Área del espécimen, (cm<sup>2</sup>).

i. Consolidación unidimensional de los suelos

Se empleó las siguientes ecuaciones:

- Altura de sólidos

$$H_s = \frac{W_s}{G_s \times \gamma_w \times Area}$$

**Ecuación 65.** Altura de sólidos.

En donde:

$H_s$  = Altura de sólidos, (cm).

$G_s$  = Peso específico del suelo, (gr / cm<sup>3</sup>).

$\gamma_w$  = Peso específico del agua, (gr / cm<sup>3</sup>).

$A$  = Área del espécimen, (cm<sup>2</sup>).

- Relación de vacíos

$$e_0 = \frac{H_0}{H_s} - 1$$

**Ecuación 66.** Relación de vacíos.

En donde:

$e_0$  = Relación de vacíos, (mm / mm).

$H_0$  = Altura de vacío, (mm).

$H_s$  = Altura de sólidos, (mm).

- Índice de compresión

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)}$$

**Ecuación 67.** Índice de compresión.

En donde:

$C_c$  = Índice de compresión, (cm<sup>2</sup> / Kg).

$e_1, e_2$  = Relación de vacíos, (cm / cm).

$\sigma'_1, \sigma'_2$  = Presión de carga, (kg / cm<sup>2</sup>).

- Índice de compresión volumétrica

$$m_v = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

**Ecuación 68.** Índice de compresión volumétrica.

En donde:

$m_v$  = Índice de compresión volumétrica, (cm<sup>2</sup>. / Kg).

$C_c$  = Índice de compresión, (cm<sup>2</sup>. / Kg).

$e_0$  = Relación de vacíos, (cm. / cm.).

- Coeficiente de presión en reposo de tierra.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

**Ecuación 69.** Coeficiente de presión de reposo (Jaky, 1944).

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

**Ecuación 70.** Coeficiente de presión en reposo de tierra.

En donde:

$K_0$  = Coeficiente de presión en reposo de tierra, (adimensional).

$\phi$  = Ángulo de fricción del suelo, (°).

$\mu$  = Módulo de Poisson, (adimensional).

- Módulo de elasticidad edométrico

$$E_{edom} = \frac{(1 - \mu) \times E}{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}$$

**Ecuación 71.** Módulo de elasticidad edométrico

En donde:

$E_{edom}$  = Módulo de elasticidad edométrico., (kg / cm<sup>2</sup>).

$E$  = Módulo de elasticidad del suelo, (kg / cm<sup>2</sup>).

$\mu$  = Módulo de Poisson, (adimensional).



- j. Densidad máxima y mínima
- Densidad seca del material

$$\gamma_d = \frac{(W_l - W_m)}{V_m}$$

**Ecuación 72.** Densidad seca del material

En donde:

- $\gamma_d$  = Densidad seca del material, (gr / cm<sup>3</sup>).
- $W_l$  = Peso del molde más el suelo, (gr).
- $W_m$  = Peso del molde, (gr).
- $V_m$  = Volumen del molde, (cm<sup>3</sup>).

### **3.7.6. Diseño**

La propuesta de diseño comenzó con el predimensionamiento de la sección de la presa, seguido de la verificación de ciertas condiciones (estabilidad de taludes, análisis por filtración y asentamientos) que nos permitieron probar que el diseño es aceptable, esta constatación se logró con los resultados obtenidos en los ensayos.

## **3.8. Análisis estadístico e interpretación de los datos**

### **3.8.1. Enfoque cualitativo**

Se examinaron las guías de análisis de documentos; obtenidos del Laboratorio de estudio de Materiales, Mecánica de Suelos e Hidráulica de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Señor de Sipán, también del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), y otras relacionadas a la presente investigación.

### **3.8.2. Enfoque cuantitativo**

Se utilizó la estadística descriptiva, mediante la aplicación del software Microsoft Office Excel, para procesar los datos y tabularlos.

### **3.9. Principios éticos**

La meta y el contenido de un informe de investigación serán planeados para la gente idónea a utilizar dichos resultados. Sin embargo, es posible que el proyecto cause consecuencias en otras personas que las previstas. Considerar estos efectos secundarios fortuitos, le corresponde a la “**ética de la investigación**”. (Routio, 2007)

#### **3.9.1. Ética de la recolección de datos**

Se aplicó los formatos para los estudios de mecánica de suelos, siendo estos correspondientes a la Norma Técnica Peruana y al ASTM. Además, se contó con base teórica actualizada y confidencial, la cual nos sirvió como guía para recopilar la información hidráulica del tema en estudio.

#### **3.9.2. Ética de la publicación**

Con los resultados obtenidos, la presente investigación sirvió de apoyo para posteriores estudios.

#### **3.9.3. Ética de la aplicación**

Nuestra investigación generó beneficios tecnológicos, sociales, económicos y ambientales, en favor de quién utilizará los resultados de esta investigación.

### **3.10. Criterios de rigor científico**

Cuando hablamos de calidad de la investigación aludimos al rigor metodológico con que ha sido diseñada y desarrollada, y a la confianza que, como consecuencia de ello, podemos tener en la veracidad de los resultados conseguidos. En general, la idea de calidad de la investigación se asocia por tanto a la credibilidad del trabajo desarrollado. (Cortés & Iglesias, 2004)

#### **3.10.1. Generalidades**

Mediante la realización del modelamiento hidráulico bidimensional se obtuvo la información requerida, para cotejarla con fuentes teóricas y/o software.

#### **3.10.2. Fiabilidad**

Todos los estudios realizados en esta investigación son confiables, ya que se ejecutaron según los parámetros brindados por la respectiva normativa. Además, se contó con un óptimo Equipo de Drenaje para la recolección de datos, esto brindó seguridad en la veracidad de los resultados.

#### **3.10.3. Replicabilidad**

Los resultados obtenidos en el diseño y modelación de la presente investigación, permanecerán constantes en el tiempo, siempre y cuando sean realizados en laboratorios bien acondicionados e implementados (como los Laboratorios de Mecánica de Suelos e Hidráulica de la USS).

**CAPÍTULO IV**

**ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE**

**RESULTADOS**

#### 4.1. Resultados en tablas y figuras

##### A. Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas.

Los ensayos de mecánica de suelos realizados a las muestras de arena (sin lavar y lavada) y confitillo otorgaron los resultados presentados en la Tabla 44.

**Tabla 44.**

*Resumen de resultados de los ensayos de mecánica de suelos.*

ENSAYO	PARÁMETROS	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
CONTENIDO DE HUMEDAD	CONTENIDO DE HUMEDAD SATURADO	%	30.26	28.92	3.55
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	CLASIFICACIÓN (S.U.C.S)	-	SP (Arena Pobremente Graduada)	SP (Arena Pobremente Graduada)	GP (Grava Pobremente Graduada con Arena)
	D10	-	0.15	0.27	4.94
	D60	-	0.80	0.82	7.04
PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS A 20°C (Gs)	g / cm <sup>3</sup>	2.65	2.48	-
PESO UNITARIO DE LOS AGREGADOS	PESO UNITARIO SUELTO HÚMEDO	g / cm <sup>3</sup>	1.43	1.40	1.36
	PESO UNITARIO COMPACTADO HÚMEDO	g / cm <sup>3</sup>	1.54	1.51	1.44
GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS	PESO ESPECÍFICO	g / cm <sup>3</sup>	2.83	2.51	2.27
	PESO ESPECÍFICO DE LA MASA S.S.S	g / cm <sup>3</sup>	2.90	2.60	3.23
	PORCENTAJE DE ABSORCIÓN	%	0.86	1.42	1.73

ENSAYO	PARÁMETROS	UNIDAD	ARENA SIN LAVAR	ARENA CON LAVADOS CONTINUOS	CONFITILLO LAVADO
PRÓCTOR MODIFICADO	MÁXIMA DENSIDAD SECA	g / cm <sup>3</sup>	1.84	1.72	-
	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD	%	4.95	5.18	-
PERMEABILIDAD DE SUELOS GRANULARES (CARGA CONSTANTE)	COEF. DE PERMEABILIDAD A UNA T° DE AGUA DE 20°C	cm / s	7.03 x 10 <sup>-4</sup>	7.97 x 10 <sup>-4</sup>	1.65 x 10 <sup>-2</sup>
CORTE DIRECTO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	°	31.10	35.40	45.00
	COHESIÓN INTERNA	Kg / cm <sup>2</sup>	0.021	0.013	0.000
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	COEFICIENTE DE POISSON	-	0.33	0.30	0.23
	MÓDULO DE ELASTICIDAD EDMÉTRICO	kg / cm <sup>2</sup>	28.24	32.68	36.09
	MÓDULO DE ELASTICIDAD	kg / cm <sup>2</sup>	19.34	24.54	31.30
DENSIDAD MÍNIMA Y MÁXIMA	DENSIDAD SECA MÍNIMA	g / cm <sup>3</sup>	-	-	1.43
	DENSIDAD SECA MÁXIMA	g / cm <sup>3</sup>	-	-	1.61

*Fuente:* Elaboración propia.

## B. Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo.

La presa de material homogéneo fue predimensionada en base al Manual de la Bureau of Reclamation y las características se presentan en la Tabla 45.

**Tabla 45.**

*Resumen de características de la presa de material homogéneo.*

DESCRIPCIÓN	VALOR
* Factor de Escala	: 1:100
Dimensión real	: (m)
Dimensión modelo	: (cm)
* Altura de Presa	: 21.00
* Altura de Borde Libre	: 4.00

DESCRIPCIÓN		VALOR
* Ancho de Presa	:	123.00
* Ancho de Corona	:	7.50
* Cimentación		
Estrato Inferior	:	21.00
Estrato Superior	:	3.00
* Aguas Arriba :		
Talud	:	z = 3.00
Tirante	:	17.00
* Aguas Abajo :		
Talud	:	z = 2.50
Tirante	:	1.70
* Drenaje Horizontal		
Altura	:	3.00
Longitud	:	Variable

*Fuente:* Elaboración propia.

### C. Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.

#### C.1. Verificación de la estabilidad de taludes

**Tabla 46.**

*Factores de seguridad crítico en la fase de construcción.*

ESTABILIDAD DE TALUDES (FASE DE CONSTRUCCIÓN)						
SLIDE			SECCIÓN TRANSVERSAL	SLOPE/W		
Bishop	Spencer	Janbu		Morgenstern - Price	Spencer	Janbu
<b>ANÁLISIS AGUAS ABAJO</b>						
1.918410	1.918070	1.877570	Presa Sin Drenaje	2.016	2.016	1.957
1.922910	1.921410	1.883580	Presa con Drenaje 5 m	2.068	2.065	1.996
1.922910	1.921370	1.883580	Presa con Drenaje 10 m	2.143	2.138	2.043
1.922910	1.921370	1.883580	Presa con Drenaje 15 m	2.226	2.220	2.042
1.922910	1.921370	1.883580	Presa con Drenaje 20 m	2.226	2.220	2.041
1.922910	1.921380	1.883580	Presa con Drenaje 25 m	2.226	2.220	2.052
<b>ANÁLISIS AGUAS ARRIBA</b>						
2.290960	2.287420	2.244620	Presa Sin Drenaje	2.420	2.420	2.341
			Presa con Drenaje: 5, 10, 15, 20 y 25 m			

*Fuente:* Elaboración propia.

**Tabla 47.***Factores de seguridad crítico en la fase de funcionamiento.*

<b>ESTABILIDAD DE TALUDES (FASE DE FUNCIONAMIENTO)</b>						
<b>SLIDE</b>			<b>SECCIÓN TRANSVERSAL</b>	<b>SLOPE/W</b>		
<b>Bishop</b>	<b>Spencer</b>	<b>Janbu</b>		<b>Morgenstern - Price</b>	<b>Spencer</b>	<b>Janbu</b>
<b>ANÁLISIS AGUAS ABAJO</b>						
1.234930	1.237890	1.211260	Presa Sin Drenaje	1.588	1.588	1.477
1.673510	1.669570	1.504820	Presa con Drenaje 5 m	1.719	1.724	1.583
1.731510	1.726270	1.557430	Presa con Drenaje 10 m	1.766	1.771	1.626
1.786040	1.777940	1.606030	Presa con Drenaje 15 m	1.813	1.818	1.669
1.836030	1.831540	1.646760	Presa con Drenaje 20 m	1.855	1.860	1.709
1.881250	1.874570	1.685970	Presa con Drenaje 25 m	1.901	1.906	1.752
<b>ANÁLISIS AGUAS ARRIBA</b>						
2.251740	2.185570	2.252830	Presa Sin Drenaje	2.377	2.378	2.296
2.263300	2.264080	2.196110	Presa con Drenaje 5 m	2.384	2.384	2.303
2.266920	2.267630	2.201570	Presa con Drenaje 10 m	2.387	2.388	2.306
2.270920	2.271630	2.208140	Presa con Drenaje 15 m	2.391	2.392	2.310
2.273940	2.276530	2.214860	Presa con Drenaje 20 m	2.396	2.396	2.315
2.277720	2.281740	2.219200	Presa con Drenaje 25 m	2.402	2.402	2.321

**Fuente:** Elaboración propia.

## **C.2. Verificación del flujo de agua**

### **C.2.1. Caudal de infiltración**

#### **C.2.1.1. Principios teóricos**

La presa de material homogéneo, fue analizada por las teorías de Gradiente Hidráulico, Dupuit, Casagrande (para la sección transversal carente de drenaje) y Kozeny (para la sección transversal con drenaje variable). Los resultados se presentan en la Tabla 48.



**Tabla 48.**  
Caudal de infiltración según los principios teóricos.

Observación	Métodos de Análisis Teorías	Caudal Unitario m <sup>3</sup> /s/m	Caudal Unitario cm <sup>3</sup> /s/m	Factor de Conversión Escala 1:100	Caudal Unitario cm <sup>3</sup> /s/m	Longitud de Corona cm	Q Infiltración Total cm <sup>3</sup> /s
Sin Drenaje	Gradiente Hidráulico	3.3139E-05	33.14	1.00E-02	0.33	30.00	9.94
	Dupuit	3.8167E-05	38.17		0.38	30.00	11.45
	A. Casagrande	3.5066E-05	35.07		0.35	30.00	10.52
LD = 5 M	Kozeny ( $\alpha=180^\circ$ )	3.6541E-05	36.54		0.37	30.00	10.96
LD = 10 M	Kozeny ( $\alpha=180^\circ$ )	3.7600E-05	37.60		0.38	30.00	11.28
LD = 15 M	Kozeny ( $\alpha=180^\circ$ )	3.8815E-05	38.82		0.39	30.00	11.64
LD = 20 M	Kozeny ( $\alpha=180^\circ$ )	4.0222E-05	40.22		0.40	30.00	12.07
LD = 25 M	Kozeny ( $\alpha=180^\circ$ )	4.1871E-05	41.87		0.42	30.00	12.56

*Fuente:* Elaboración propia.

### C.2.1.2. GeoStudio (Seep/W)

La presa de material homogéneo (sin o con drenaje horizontal), fue analizada por el software GeoStudio. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 49.

**Tabla 49.**  
Caudal de infiltración según GeoStudio (Seep/W).

Observación	Métodos de Análisis GeoStudio	Caudal Unitario m <sup>3</sup> /s/m	Caudal Unitario cm <sup>3</sup> /s/m	Factor de Conversión Escala 1:100	Caudal Unitario cm <sup>3</sup> /s/m	Longitud de Corona cm	Q Infiltración Total cm <sup>3</sup> /s
Sin Drenaje	Seep / W	4.1247E-05	41.25	1.00E-02	0.41	30.00	12.37
LD = 5 M	Seep / W	4.6020E-05	46.02		0.46	30.00	13.81
LD = 10 M	Seep / W	4.7544E-05	47.54		0.48	30.00	14.26
LD = 15 M	Seep / W	4.9755E-05	49.76		0.50	30.00	14.93
LD = 20 M	Seep / W	5.2422E-05	52.42		0.52	30.00	15.73
LD = 25 M	Seep / W	5.6503E-05	56.50		0.57	30.00	16.95

*Fuente:* Elaboración propia.

## C.2.2. Línea de saturación

### C.2.2.1. Principios teóricos

Cada principio teórico establece una ecuación para el trazo de la línea de saturación; a partir de la cual se determinaron las coordenadas representativas y la condición de salida (intersección de la línea de saturación con el drenaje horizontal). Los resultados obtenidos se aprecian en la Tabla 50.

**Tabla 50.**

*Coordenadas representativas de la línea de saturación (Principios teóricos).*

PRESA SIN DRENAJE HORIZONTAL				PRESA CON DRENAJE HORIZONTAL									
DUPUIT		CASAGRANDE		KOZENY									
				LD = 5 CM		LD = 10 CM		LD = 15 CM		LD = 20 CM		LD = 25 CM	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
89.50	17.00	74.20	17.00	74.20	17.00	74.20	17.00	74.20	17.00	74.20	17.00	74.20	17.00
94.50	16.37	79.20	16.49	86.67	15.54	85.83	15.54	85.00	15.54	84.17	15.55	83.33	15.55
99.50	15.71	84.20	15.95	99.13	13.92	97.47	13.93	95.80	13.94	94.13	13.95	92.47	13.96
104.50	15.02	89.20	15.41	111.60	12.10	109.10	12.11	106.60	12.12	104.10	12.14	101.60	12.16
109.50	14.30	94.20	14.84	124.07	9.94	120.73	9.96	117.40	9.98	114.07	10.00	110.73	10.04
114.50	13.54	99.20	14.24	136.53	7.16	132.37	7.19	128.20	7.22	124.03	7.27	119.87	7.33
119.50	12.74	104.20	13.63	142.77	5.24	138.18	5.28	133.60	5.34	129.02	5.41	124.43	5.49
124.50	11.88	109.20	12.98	149.00	1.91	144.00	2.04	139.00	2.19	134.00	2.37	129.00	2.58
129.50	10.96	114.20	12.30	149.19	1.71	144.20	1.82	139.22	1.96	134.24	2.12	129.26	2.30
134.50	9.95	119.20	11.57	149.38	1.48	144.41	1.58	139.44	1.70	134.47	1.84	129.52	2.00
139.50	8.82	124.20	10.81	149.57	1.21	144.61	1.29	139.66	1.39	134.71	1.50	129.77	1.63
144.50	7.53	129.20	9.98	149.76	0.85	144.82	0.91	139.88	0.98	134.95	1.06	130.03	1.15
149.50	5.97	134.20	9.07	149.95	0.00	145.02	0.00	140.10	0.00	135.18	0.00	130.29	0.00
154.50	3.81	139.20	8.07										
157.25	1.70	144.20	6.92										
		149.20	5.53										
		154.20	3.66										
		157.25	1.70										

**Fuente:** Elaboración propia.

### C.2.2.2. GeoStudio (Seep/W)

Las coordenadas representativas de la línea de saturación y la condición de salida (calculados por el software Seep/W) se presentan en la Tabla 51.

**Tabla 51.**  
Coordenadas representativas de la línea de saturación (Seep/W).

GEOSTUDIO (SEEP/W)											
SIN DRENAJE		LD = 5 CM		LD = 10 CM		LD = 15 CM		LD = 20 CM		LD = 25 CM	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
89.50	17.00	89.50	17.00	89.50	17.00	89.50	17.00	89.50	17.00	89.50	17.00
94.50	15.28	94.50	14.92	94.50	15.24	94.50	15.04	94.50	15.09	94.50	15.04
99.50	14.32	99.50	13.56	99.50	13.77	99.50	13.53	99.50	13.46	99.50	13.39
104.50	13.16	104.50	12.49	104.50	12.68	104.50	12.49	104.50	12.23	104.50	11.95
109.50	12.39	109.50	11.60	109.50	11.65	109.50	11.29	109.50	11.00	109.50	10.57
114.50	11.52	114.50	10.62	114.50	10.75	114.50	10.20	114.50	9.77	114.50	9.33
119.50	10.73	119.50	9.79	119.50	9.61	119.50	9.26	119.50	8.82	119.50	7.77
124.50	9.72	124.50	8.91	124.50	8.59	124.50	7.87	124.50	7.32	124.50	6.25
129.50	8.80	129.50	7.67	129.50	7.29	129.50	6.63	129.50	5.71	129.50	4.19
134.50	8.00	134.50	6.69	134.50	6.00	134.50	5.01	134.50	3.81	134.50	3.68
139.50	7.12	139.50	5.61	139.50	4.71	139.45	3.00	139.50	3.11	139.50	3.25
144.50	6.28	144.50	4.26	141.97	3.59			140.78	3.00	143.32	3.00
146.66	5.93	146.66	3.32	144.00	2.60						
		147.74	2.50								
		149.00	2.05								

**Fuente:** Elaboración propia.

### C.3. Verificación de los desplazamientos

Los desplazamientos (total, horizontal y vertical) para la sección de presa predimensionada, fueron analizados con el software Plaxis; se analizaron 2 fases (construcción y funcionamiento) y los resultados se presentan en las Tablas 52 y 53.

**Tabla 52.***Desplazamientos de la presa de material homogéneo en su fase de construcción.*

LONG. DE DRENAJE	DESPLAZAMIENTOS (m)		
	TOTAL	HORIZONTAL	VERTICAL
SD	1.56	1.09	1.54
LD = 5 M	1.44	1.08	1.43
LD = 10 M	1.53	1.08	1.52
LD = 15 M	1.47	1.08	1.45
LD = 20 M	1.45	1.07	1.44
LD = 25 M	1.50	1.08	1.49

**Fuente:** Elaboración propia.**Tabla 53.***Desplazamientos de la presa de material homogéneo en su fase de funcionamiento.*

LONG. DE DRENAJE	DESPLAZAMIENTOS (m)		
	TOTAL	HORIZONTAL	VERTICAL
SD	1.99	1.98	1.42
LD = 5 M	2.02	2.01	1.47
LD = 10 M	1.96	1.96	1.35
LD = 15 M	1.97	1.96	1.41
LD = 20 M	1.89	1.88	1.26
LD = 25 M	1.85	1.85	1.23

**Fuente:** Elaboración propia.

## D. Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.

### D.1. Caudales de infiltración

El modelamiento físico – bidimensional proporcionó 2 caudales, uno excedente en el Rebose N° 1 (para mantener el nivel del tirante aguas arriba) y otro de infiltración en el Rebose N° 2. Los resultados se muestran en la Tabla 54.

**Tabla 54.***Caudales de infiltración según el modelamiento físico – bidimensional.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACTACIÓN		CAUDAL EXPERIMENTAL		CAUDAL TOTAL
	ASUMIDO	REAL	REB. N° 1 (EXCEDENTE)	REB. N° 2 (INFILTRACIÓN)	
SIN DRENAJE	100.00%	99.35%	21.08	6.95	28.03
	99.00%	98.50%	20.79	7.02	27.81
	98.00%	97.83%	20.50	7.14	27.64
	97.00%	96.70%	20.47	7.29	27.76
	96.00%	95.83%	19.83	7.32	27.15
LD = 5 CM	100.00%	99.07%	19.38	8.08	27.46
	99.00%	98.54%	19.49	8.26	27.75
	98.00%	97.87%	19.01	8.49	27.50
	97.00%	96.37%	19.24	8.66	27.90
	96.00%	95.69%	19.35	8.72	28.07
LD = 10 CM	100.00%	99.50%	18.40	9.46	27.86
	99.00%	98.70%	17.90	9.69	27.59
	98.00%	97.69%	17.81	9.70	27.51
	97.00%	96.87%	18.13	9.92	28.05
	96.00%	95.52%	17.70	10.13	27.83
LD = 15 CM	100.00%	99.39%	17.21	10.78	27.99
	99.00%	98.44%	17.13	10.87	28.00
	98.00%	97.23%	16.11	11.35	27.46
	97.00%	96.24%	16.30	11.38	27.68
	96.00%	95.65%	15.64	11.77	27.41
LD = 20 CM	100.00%	99.13%	16.79	11.10	27.89
	99.00%	98.10%	16.59	11.26	27.85
	98.00%	97.51%	15.69	11.44	27.13
	97.00%	96.09%	15.83	11.78	27.61
	96.00%	95.38%	15.59	12.09	27.68
LD = 25 CM	100.00%	99.22%	16.50	11.50	28.00
	99.00%	98.37%	16.43	11.62	28.05
	98.00%	97.38%	15.58	11.69	27.27
	97.00%	96.56%	15.51	12.20	27.71
	96.00%	95.70%	15.05	12.38	27.43

**Fuente:** Elaboración propia.

## D.2. Lecturas piezométricas

El modelamiento físico – bidimensional proporcionó 12 lecturas piezométricas en los puntos de control, los cuales están dispuestos en 3 filas con 4 columnas. Los resultados obtenidos se observan en la Tabla 55.

**Tabla 55.**

*Lecturas piezométricas según el modelamiento físico – bidimensional.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO COMPACTACIÓN		F-1				F-2				F-3			
	ASUMIDO	REAL	40	80	120	160	40	80	120	160	40	80	120	160
SIN DRENAJE	100.00%	99.35%	15.7	14.6	9.0		20.3	18.2	13.2	5.0	22.5	21.3	18.0	13.5
	99.00%	98.50%	15.8	14.7	9.2		20.4	18.4	13.3	5.0	22.6	21.4	18.1	13.7
	98.00%	97.83%	15.9	14.9	9.5		20.5	18.5	13.3	5.0	22.8	21.5	18.4	14.0
	97.00%	96.70%	16.0	15.0	9.6		20.6	18.6	13.4	5.0	23.0	21.8	18.5	14.4
	96.00%	95.83%	16.0	15.0	10.0		20.7	18.6	13.5	5.0	24.5	22.0	18.5	15.0
L=5CM	100.00%	99.07%	15.8	14.5	7.7		20.3	18.0	11.0	5.0	22.3	20.5	16.8	12.5
	99.00%	98.54%	15.9	14.7	7.8		20.4	18.2	11.2	5.0	22.5	20.8	17.0	13.0
	98.00%	97.87%	16.0	14.8	8.0		20.5	18.3	11.4	5.0	22.6	21.0	17.0	13.2
	97.00%	96.37%	16.0	14.9	8.2		20.5	18.4	11.5	5.0	22.9	21.1	17.2	13.2
	96.00%	95.69%	16.0	15.0	8.5		20.7	18.5	11.7	5.0	23.2	21.4	17.5	13.4
L=10CM	100.00%	99.50%	15.7	14.3	6.5		20.3	17.6	10.2	5.0	22.1	20.3	16.0	12.5
	99.00%	98.70%	15.8	14.3	6.8		20.4	18.0	10.6	5.0	22.1	20.4	16.5	12.7
	98.00%	97.69%	15.9	14.6	7.5		20.4	18.2	11.2	5.0	22.3	20.5	16.9	12.9
	97.00%	96.87%	15.9	14.9	7.6		20.5	18.4	11.3	5.0	22.9	21.0	16.9	13.0
	96.00%	95.52%	16.0	15.0	8.0		20.6	18.5	11.5	5.0	23.0	21.2	17.0	13.3
L=15CM	100.00%	99.39%	15.7	14.2	5.5		20.0	17.5	10.0	5.0	21.5	20.3	16.0	12.0
	99.00%	98.44%	15.8	14.3	5.5		20.2	17.7	10.2	5.0	21.8	20.3	16.0	12.2
	98.00%	97.23%	16.0	14.4	5.7		20.4	17.8	10.4	5.0	22.0	20.4	16.1	12.2
	97.00%	96.24%	15.9	14.5	6.1		20.4	18.3	10.5	5.0	22.9	20.6	16.2	12.8
	96.00%	95.65%	15.9	14.5	6.8		20.6	18.5	10.5	5.0	22.7	20.6	16.2	13.0

LONG. DE DRENAJE	GRADO COMPACTACIÓN		F-1				F-2				F-3			
	ASUMIDO	REAL	40	80	120	160	40	80	120	160	40	80	120	160
L=20CM	100.00%	99.13%	15.8	14.1	5.0		20.0	17.5	9.0	5.0	21.4	20.1	15.0	12.0
	99.00%	98.10%	15.9	14.2	5.2		20.1	17.6	9.2	5.0	21.5	20.1	15.0	12.0
	98.00%	97.51%	16.0	14.4	5.5		20.3	17.8	9.2	5.0	22.0	20.2	15.4	12.0
	97.00%	96.09%	16.0	14.5	6.0		20.3	17.9	9.4	5.0	22.2	20.3	15.5	12.3
	96.00%	95.38%	16.0	14.5	6.3		20.5	18.0	9.5	5.0	22.3	20.4	15.5	12.4
L=25CM	100.00%	99.22%	15.8	14.1	3.6		20.0	17.4	8.2	5.0	21.2	20.0	14.8	11.0
	99.00%	98.37%	15.9	14.2	3.6		20.1	17.5	8.3	5.0	21.2	20.0	15.0	11.3
	98.00%	97.38%	15.9	14.2	3.8		20.2	17.5	8.4	5.0	21.3	20.1	15.1	12.0
	97.00%	96.56%	16.0	14.3	4.0		20.3	17.7	8.8	5.0	21.4	20.2	15.3	12.2
	96.00%	95.70%	16.0	14.3	4.3		20.3	17.7	8.9	5.0	21.5	20.4	15.4	12.2

**Fuente:** Elaboración propia.

### D.3. Línea de saturación

Las coordenadas para el trazo de la línea de saturación, inician en la intersección del talud con el tirante aguas arriba y se prolongan hasta intersectar el talud aguas abajo o drenaje horizontal. Las mediciones tomadas se muestran en la Tabla 56.

**Tabla 56.**

*Coordenadas de la línea de saturación según el modelamiento físico – bidimensional.*

LONG. DE DRENAJE	% COMP. REAL	DISTANCIAS DE CONTROL																										
		89.5	92.0	94.5	97.0	99.5	102.0	104.5	107.0	109.5	112.0	114.5	117.0	119.5	122.0	124.5	127.0	129.5	132.0	134.5	137.0	139.5	142.0	144.5	147.0	149.5	152.0	154.5
SIN DRENAJE	99.35%	17.00	16.80	16.70	16.70	16.50	16.40	16.30	16.20	16.00	15.60	15.20	14.90	14.50	13.90	13.30	12.60	11.80	11.00	10.30	9.50	8.70	7.90					
	98.50%	17.00	16.70	16.50	16.40	16.20	16.10	15.90	15.70	15.60	15.30	15.00	14.60	14.20	13.70	13.10	12.60	12.00	11.20	10.40	9.70	8.90						
	97.83%	17.00	16.50	16.20	16.00	16.00	15.90	15.80	15.60	15.40	15.10	14.70	14.30	13.80	13.40	13.00	12.40	11.80	11.00	10.30	9.50	8.80						
	96.70%	17.00	16.40	16.40	16.30	16.20	16.10	16.00	15.90	15.80	15.60	15.30	15.10	14.70	14.30	13.70	13.00	12.20	11.50	10.70	9.90							
	95.83%	17.00	16.80	16.70	16.60	16.40	16.20	16.10	16.00	15.80	15.50	15.30	14.90	14.40	13.80	13.30	12.50	11.70	11.00	10.30	9.50	8.60	7.80					
L=5CM	99.07%	17.00	16.00	15.60	15.40	15.10	14.80	14.40	14.00	13.40	12.80	12.10	11.40	10.80	10.10	9.50	8.80	8.20	7.60	7.00	6.40	5.80	5.00	4.30	3.60	3.00		
	98.54%	17.00	16.20	15.50	15.20	15.00	14.70	14.50	14.00	13.50	13.10	12.60	11.90	11.40	10.70	10.20	9.50	8.90	8.30	7.60	7.00	6.20	5.30	4.50	3.70	3.00		
	97.87%	17.00	15.90	15.50	15.20	14.90	14.60	14.30	13.90	13.70	13.30	12.80	12.20	11.70	11.00	10.40	9.80	9.10	8.50	7.90	7.20	6.50	5.80	4.90	4.10	3.00		
	96.37%	17.00	16.20	15.40	14.80	14.30	13.90	13.60	13.30	12.80	12.30	11.90	11.40	10.90	10.40	9.80	9.00	8.40	7.80	7.00	6.40	5.70	4.80	4.00	3.40	3.00		
	95.69%	17.00	15.50	14.70	13.90	13.40	12.90	12.30	11.90	11.50	11.20	10.80	10.30	9.90	9.30	8.70	8.00	7.40	6.80	6.30	5.90	5.20	4.50	4.00	3.50	3.00		
L=10CM	99.50%	17.00	15.80	14.70	14.10	13.50	13.00	12.60	12.30	12.00	11.80	11.60	11.30	11.00	10.60	10.10	9.60	8.90	8.30	7.50	6.70	5.80	4.60	3.00				
	98.70%	17.00	16.50	16.00	15.50	14.80	14.30	13.90	13.40	13.00	12.80	12.50	12.00	11.60	11.00	10.40	9.60	8.90	8.00	7.20	6.20	5.30	4.10	3.00				
	97.69%	17.00	16.80	16.60	16.40	16.30	16.10	15.80	15.60	15.20	14.80	14.20	13.70	13.10	12.40	11.70	10.80	9.90	8.90	8.00	6.80	5.70	4.50	3.50	3.00			
	96.87%	17.00	16.40	16.10	15.80	15.70	15.50	15.30	15.10	14.70	14.30	13.90	13.40	13.00	12.30	11.60	10.60	9.70	8.80	7.70	6.80	5.60	4.50	3.00				
	95.52%	17.00	16.60	16.30	16.20	16.10	16.00	15.60	15.20	14.80	14.40	13.90	13.40	12.80	12.20	11.30	10.60	9.60	8.80	7.90	6.90	5.80	4.40	3.00				
L=15CM	99.39%	17.00	16.00	15.30	15.10	15.00	14.90	14.70	14.20	13.70	13.20	12.80	12.20	11.70	11.20	10.60	10.00	9.40	8.50	7.50	6.30	4.70	3.00					
	98.44%	17.00	15.40	14.80	14.50	14.30	14.10	14.00	13.70	13.40	12.90	12.40	11.80	11.20	10.60	9.90	9.20	8.30	7.40	6.20	5.00	3.00						
	97.23%	17.00	15.00	14.10	13.70	13.40	13.20	13.00	12.80	12.60	12.30	11.80	11.40	11.00	10.50	10.00	9.60	8.90	8.20	7.20	5.80	4.40	3.00					
	96.24%	17.00	16.00	15.30	14.90	14.60	14.20	13.70	13.50	13.20	13.00	12.70	12.50	12.00	11.40	10.70	9.80	8.90	8.00	7.00	5.80	4.50	3.00					



	95.65%	17.00	15.20	14.50	14.00	13.70	13.50	13.20	12.80	12.40	11.90	11.50	11.00	10.50	9.80	9.20	8.50	7.70	6.80	5.80	4.70	3.00																	
LONG. DE DRENAJE	% COMP. REAL	DISTANCIAS DE CONTROL																																					
		89.5	92.0	94.5	97.0	99.5	102.0	104.5	107.0	109.5	112.0	114.5	117.0	119.5	122.0	124.5	127.0	129.5	132.0	134.5	137.0	139.5	142.0	144.5	147.0	149.5	152.0	154.5											
L=20CM	99.13%	17.00	15.50	14.80	14.30	14.00	13.80	13.50	13.20	12.70	12.20	11.80	11.30	10.80	10.20	9.70	8.80	7.70	6.00	3.00																			
	98.10%	17.00	16.00	15.60	15.40	15.10	14.80	14.30	13.80	13.20	12.70	12.30	11.70	11.20	10.50	9.90	9.00	7.90	6.60	4.90	3.00																		
	97.51%	17.00	16.30	15.80	15.20	14.80	14.30	13.80	13.40	12.90	12.40	11.70	11.20	10.70	10.00	9.30	8.30	7.20	6.00	4.50	3.00																		
	96.09%	17.00	16.00	15.50	15.00	14.60	14.30	13.80	13.30	12.90	12.50	12.10	11.60	11.00	10.30	9.70	8.80	7.70	6.00	3.00																			
	95.38%	17.00	15.60	14.90	14.40	14.00	13.70	13.30	13.00	12.60	12.20	12.00	11.70	11.20	10.50	9.80	8.80	7.70	5.90	3.00																			
L=25CM	99.22%	17.00	15.40	14.50	14.30	14.10	13.80	13.40	12.80	12.20	11.60	11.00	10.40	9.60	8.80	7.80	6.50	4.90	3.00																				
	98.37%	17.00	15.60	15.00	14.70	14.30	14.00	13.50	13.10	12.80	12.30	11.90	11.20	10.40	9.60	8.70	7.80	6.70	5.30	3.00																			
	97.38%	17.00	16.00	15.40	15.00	14.50	14.20	13.90	13.60	13.30	12.90	12.50	12.00	11.20	10.40	9.50	8.50	7.10	5.40	3.00																			
	96.56%	17.00	16.20	15.50	15.10	14.60	14.20	13.70	13.20	12.50	12.00	11.30	10.50	9.70	8.90	8.00	6.70	5.20	3.00																				
	95.70%	17.00	15.40	14.50	14.10	13.60	13.20	12.80	12.20	11.60	10.90	10.30	9.60	9.00	8.40	7.50	6.40	4.90	3.00																				

**Fuente:** Elaboración propia.

## **4.2. Discusión de resultados**

### **A. Realización de ensayos de mecánica de suelos a las muestras adquiridas.**

La presencia de materia orgánica u otros residuos en las muestras de suelos, fue el factor fundamental para que sea sometido a un tamizado previo y posteriores lavados, a fin de eliminar las impurezas y reducir la turbidez del material en su contacto con el agua.

Los resultados provenientes de los ensayos practicados a las arenas y confitillo (Tabla 44), luego de sometidos al procedimiento descrito en el párrafo anterior; permitieron apreciar que a mayor porcentaje de finos en las muestras, se incrementa el contenido de humedad (natural y saturado), el peso específico, el peso unitario (suelto y compactado), la máxima densidad seca, la cohesión interna y el coeficiente de Poisson. Sin embargo, esto a su vez genera la reducción de propiedades como el porcentaje de absorción, el coeficiente de permeabilidad, el ángulo de fricción y el módulo de elasticidad (propriadamente dicho y edométrico).

### **B. Predimensionamiento de la sección transversal de la presa de material homogéneo.**

Las características de la presa en estudio (Tabla 45), obedecen a los parámetros proporcionados por el Manual de la Bureau of Reclamation. Según ello, la presa se clasifica como GRANDE por superar los 15.00 m, y de MATERIAL HOMOGÉNEO por presentar una misma muestra de suelo en un porcentaje que oscila entre 93.71% a 98.08% (> 50.00 %) con respecto a la totalidad del cuerpo de presa con presencia de drenaje horizontal.

Un aspecto resaltante es el uso de un talud superior en la sección aguas arriba; esto se debe a la carga proporcionada por el agua, frente a la cual se necesita una mayor superficie en contacto para garantizar la estabilidad.

Con respecto al factor de escala, éste fue adoptado teniendo en cuenta prioritariamente las dimensiones del Equipo de Drenaje. De manera complementaria, el uso de un factor de escala reducido, originaría la posible falla de la presa por arrastre del material (debido a la proximidad de los taludes con la ubicación de los reboses). Por otro lado, el empleo de un factor de escala muy elevado generaría dimensiones muy pequeñas, lo cual no favorecería un correcto estudio del tema abordado. Por los aspectos antes mencionados, el factor adoptado fue de 1:100.

### **C. Verificación de la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos; mediante el uso de fórmulas teóricas y/o software.**

#### **C.1. Verificación de la estabilidad de taludes**

La verificación de la estabilidad de taludes para la sección transversal de presa (predimensionada), se llevó a cabo con la ayuda de dos software: Slide y Slope/W. Cada uno emplea una cierta cantidad de métodos, de los cuales se seleccionaron 3 (Bishop / Morgenstern - Price, Spencer, Janbu).

Las condiciones analizadas por el software para la sección transversal de presa sin y con drenaje, fueron:

- a. Fase de construcción, caracterizada por la presencia de napa freática a partir del N. -14.00 m.
- b. Fase de funcionamiento, constituida por un tirante aguas arriba y abajo (17.00 m y 1.70 m respectivamente).

Slide y Slope/W no consideran la permeabilidad de los materiales (que conforman la estructura de la presa) en su cálculo; por esta razón, las coordenadas de las líneas piezométricas ingresadas buscaron representar indirectamente el flujo de agua en la sección. Por otra parte, debido a la presencia del fluido en la sección aguas arriba y abajo de la presa, se recurrió a un análisis en ambas direcciones.

Según la Tablas 46 y 47, el primer aspecto a resaltar es el grado de precisión de cada software al momento de calcular los factores de seguridad; “Slide” brinda una mayor precisión con 5 cifras decimales (cien milésimo) frente al “Slope/W” con resultados al milésimo.

Los factores de seguridad críticos, para las secciones de presa con drenaje horizontal, superan el mínimo establecido (1.50) en ambas fases de análisis. Sin embargo, la sección carente de drenaje presenta valores inferiores a lo antes mencionado (fase de funcionamiento). Por consiguiente, esto demuestra lo inestable que resultan las presas de material homogéneo sin un drenaje eficiente.

A nivel de fases, durante la etapa de construcción se obtuvieron los resultados (factores de seguridad críticos) más altos en comparación con la etapa de funcionamiento.

De los métodos empleados para determinar el factor de seguridad, se observa que Bishop / Morgenstern – Price y Spencer otorgan los valores más elevados, siendo el primero superior que el segundo en la mayoría de casos o en su defecto iguales.

La presa en su etapa de construcción (embalse vacío con presencia de napa freática), con respecto al análisis en dirección aguas abajo, experimenta un aumento en los factores de seguridad a medida que la longitud de drenaje se incrementa. Además, con respecto al análisis en dirección aguas arriba, los valores

se mantienen exactamente iguales, esto puede deberse a la falta de alteración en la estructura de la presa.

La presa en su etapa de funcionamiento (embalse lleno con tirantes aguas arriba y abajo), presenta un aumento directamente proporcional de sus factores de seguridad con respecto a la longitud del sistema de drenaje tipo horizontal (en ambas direcciones o enfoques de análisis).

En ambas etapas, el factor de seguridad de la dirección aguas arriba supera a la calculada aguas abajo.

Los valores obtenidos por el software "Slope/W" son más conservadores que aquellos provenientes del software "Slide".

## **C.2. Verificación del flujo de agua**

Este amplio apartado, toma en consideración el caudal de infiltración, la medición piezométrica y el trazo de la línea de saturación; todo lo anteriormente mencionado, para los casos de presa carente de drenaje y aquella con longitudes variables de drenaje tipo horizontal.

### **C.2.1. Caudal de infiltración**

Los principios teóricos (fórmulas) al igual que el software (Seep/W), proporcionan caudales de infiltración para la sección transversal de presa en su dimensión real. Por este motivo, para efectuar la comparativa de estos valores con el experimental, fue necesaria la conversión de unidades y la aplicación del factor de escala.

Por razones de cálculo, se determina el caudal de infiltración de la presa sin drenaje; sin embargo, para la realización de gráficas solo se toman en cuenta los valores obtenidos para las diferentes longitudes de drenaje horizontal. Esto se justifica en que la sección transversal de presa sin drenaje hasta aquella que posee un drenaje de 5 metros, se encuentran con un alto grado de inestabilidad y falla por reblandecimiento (visualizada en el modelamiento hidráulico, mas no en los software).

#### **C.2.1.1. Principios teóricos**

De los resultados obtenidos en la Tabla 48, se puede apreciar que para la sección transversal de presa sin drenaje, existen 3 caudales de infiltración. De estos valores, el más conservador es Dupuit debido a que no toma en cuenta las condiciones de entrada ni salida; le sigue Casagrande, el cual modifica la fórmula del primer autor e incorporar los parámetros antes mencionados. Finalmente el Gradiente Hidráulico proporciona un valor basado en el número de bandas descritas por las líneas de corriente y equipotenciales.

Los caudales de infiltración para las secciones con drenaje horizontal, se calcularon tomando en consideración la teoría de Kozeny.

##### **a. Caudal de infiltración (Teórico) vs Longitud de drenaje.**

El caudal de infiltración es directamente proporcional a la longitud de drenaje horizontal. Asimismo, estos dos parámetros describen ecuaciones (líneas de tendencia), con un  $R^2$  mayor a 0.90 (mientras más cercano a la unidad, mayor es el nivel de aceptación de los datos a la línea de tendencia).

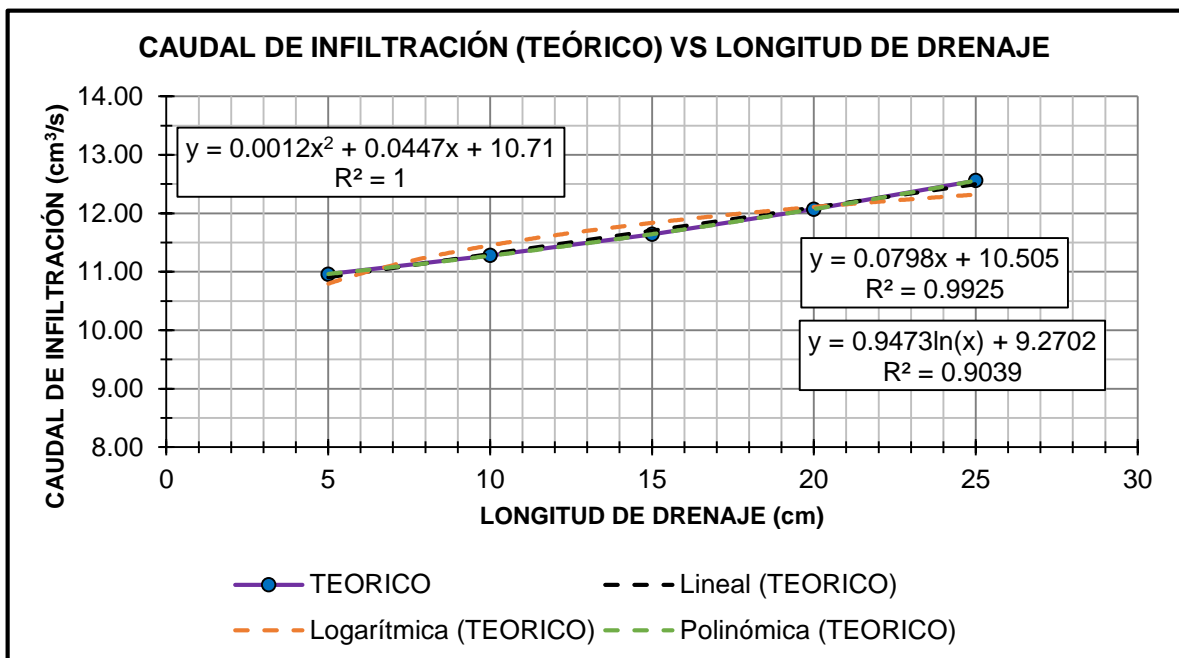
**Tabla 57.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para el caudal de infiltración (teórico) vs la longitud de drenaje.*

CAUDAL DE INFILTRACIÓN	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
TEÓRICO (FÓRMULA)	Lineal	$y = 0.0798x + 10.505$	0.9925
	Logarítmica	$y = 0.9473\ln(x) + 9.2702$	0.9039
	Polinómica (2do Grado)	$y = 0.0012x^2 + 0.0447x + 10.71$	1.0000

**Fuente:** Elaboración propia.

Las ecuaciones lineal y polinómica (2do grado) poseen el más alto nivel de aceptación (R<sup>2</sup>). Sin embargo, se elige la primera; ya que a pesar de estar ligeramente por debajo de la segunda, visualmente describe mejor la tendencia de los datos teóricos.



**Figura 232.** Caudal de infiltración (teórico) vs longitud de drenaje.

**Fuente:** Elaboración propia.

### C.2.1.2. GeoStudio (Seep/W)

#### a. Caudal de infiltración (Seep/W) vs Longitud de drenaje.

El caudal de infiltración es directamente proporcional a la longitud de drenaje horizontal. Asimismo, estos dos parámetros describen ecuaciones (líneas de

tendencia), con un  $R^2$  mayor a 0.80 (mientras más cercano a la unidad, mayor es el nivel de aceptación de los datos a la línea de tendencia).

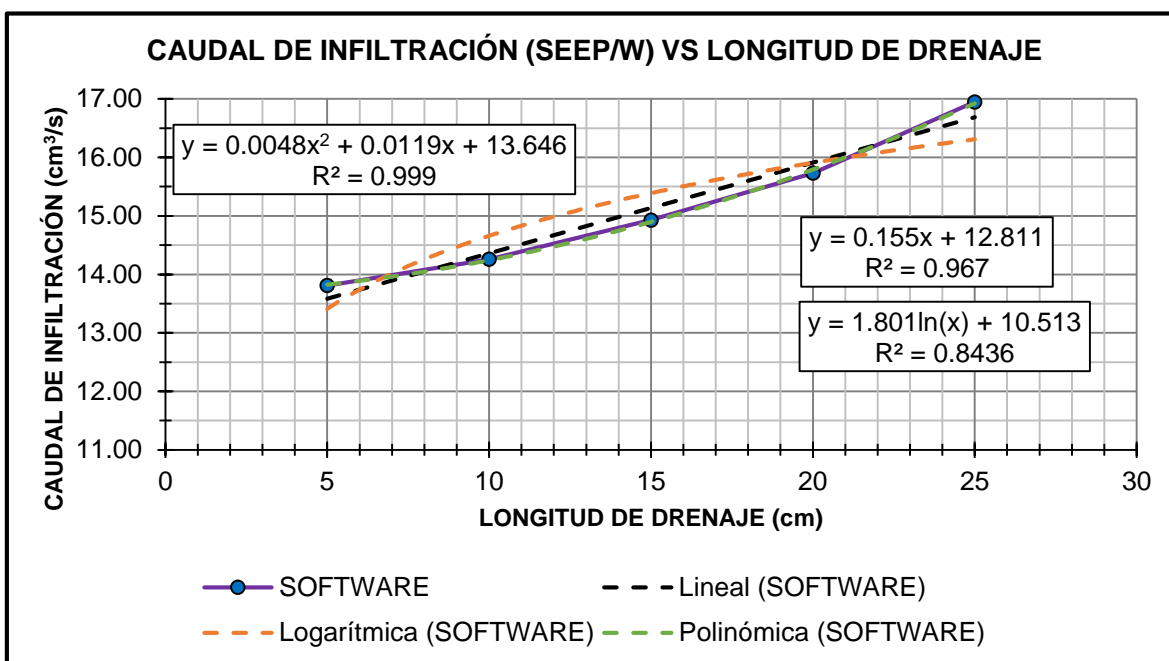
**Tabla 58.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para el caudal de infiltración (Seep/W) vs la longitud de drenaje.*

CAUDAL DE INFILTRACIÓN	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SOFTWARE (SEEP/W)	Lineal	$y = 0.155x + 12.811$	0.9670
	Logarítmica	$y = 1.801\ln(x) + 10.513$	0.8436
	Polinómica (2do Grado)	$y = 0.0048x^2 + 0.0119x + 13.646$	0.9990

**Fuente:** Elaboración propia.

Las ecuación polinómica (2do grado) posee el más alto nivel de aceptación ( $R^2$ ). Además, visualmente describe correctamente la tendencia de los datos obtenidos con el software (Seep/W).



**Figura 233.** Caudal de infiltración (Seep/W) vs longitud de drenaje.

**Fuente:** Elaboración propia.



## C.2.2. Línea de saturación

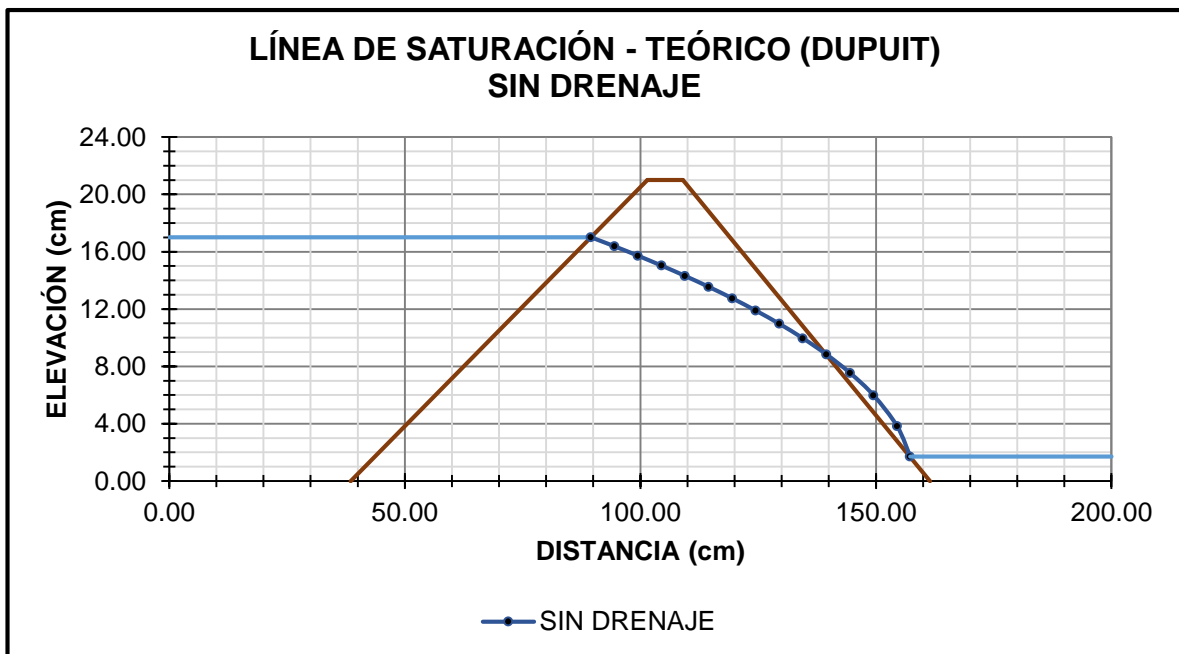
### C.2.2.1. Principios teóricos

#### a. Presa sin drenaje

En estos casos, la línea de saturación intersecta el talud aguas abajo, convirtiéndose en la principal causa de falla por reblandecimiento. Los autores Dupuit y Casagrande propusieron ecuaciones cuando hay presencia de tirante aguas arriba y abajo, cada uno considera ciertos parámetros.

##### a.1. Dupuit

No tuvo en cuenta las condiciones de entrada y salida en la formación de la línea de saturación, es por ello que su punto inicial se ubica en la intersección del tirante aguas arriba con el talud.



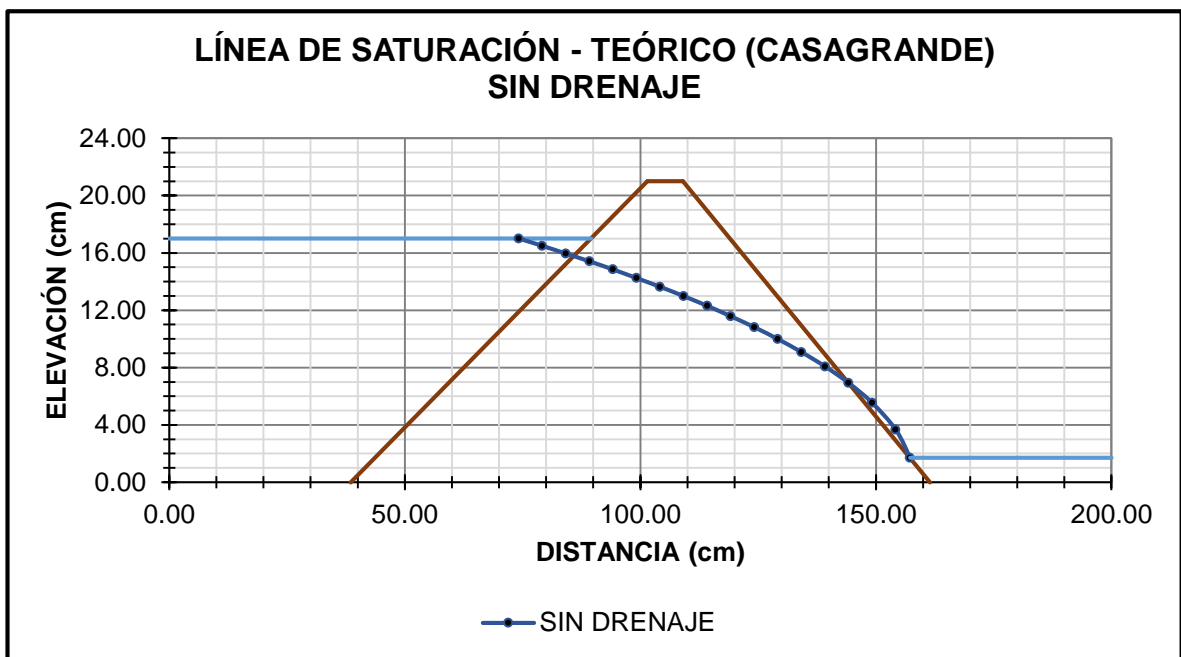
**Figura 234.** Línea de saturación – Teórico (Dupuit) / Sin drenaje.

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se aprecia en la Figura 234, el punto de salida del agua se encuentra en la coordenada (139.50, 8.82).

## a.2. Casagrande

Este autor modificó la ecuación planteada por Dupuit, estableciendo como condición de entrada “0.30m”, donde “m” representa la distancia desde el inicio del talud aguas arriba hasta la proyección vertical del tirante.



**Figura 235.** Línea de saturación – Teórico (Casagrande) / Sin drenaje.  
**Fuente:** Elaboración propia.

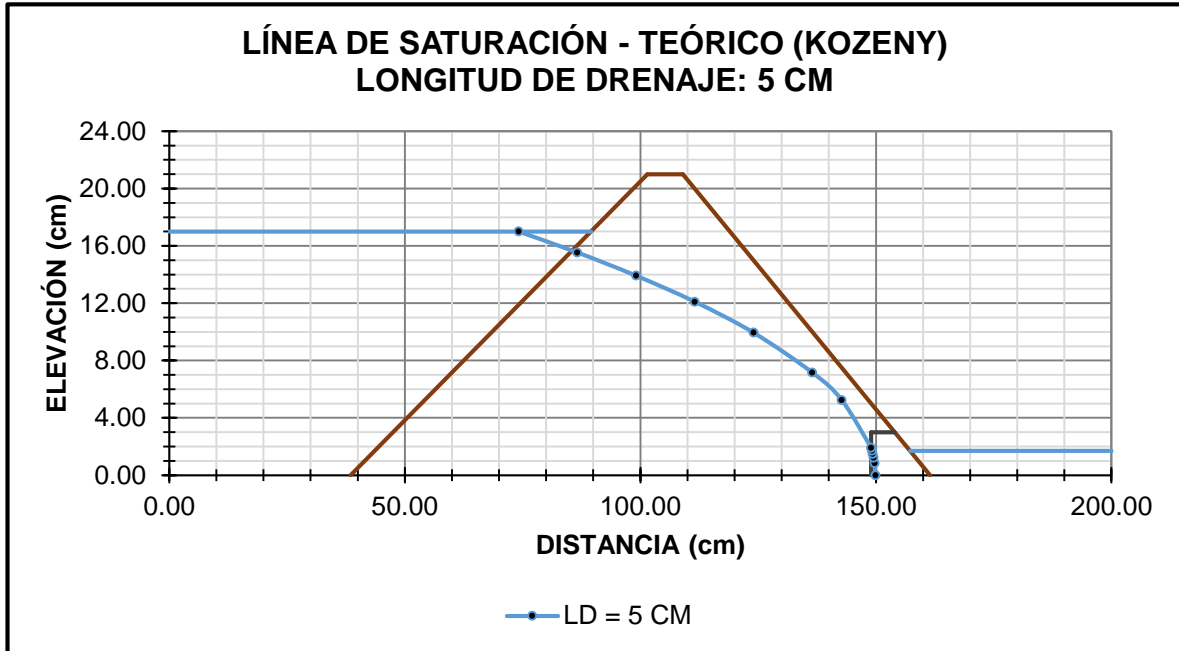
Como se aprecia en la Figura 235, el punto de salida del agua se encuentra en la coordenada (145.00, 6.92).

## b. Presa con drenaje horizontal

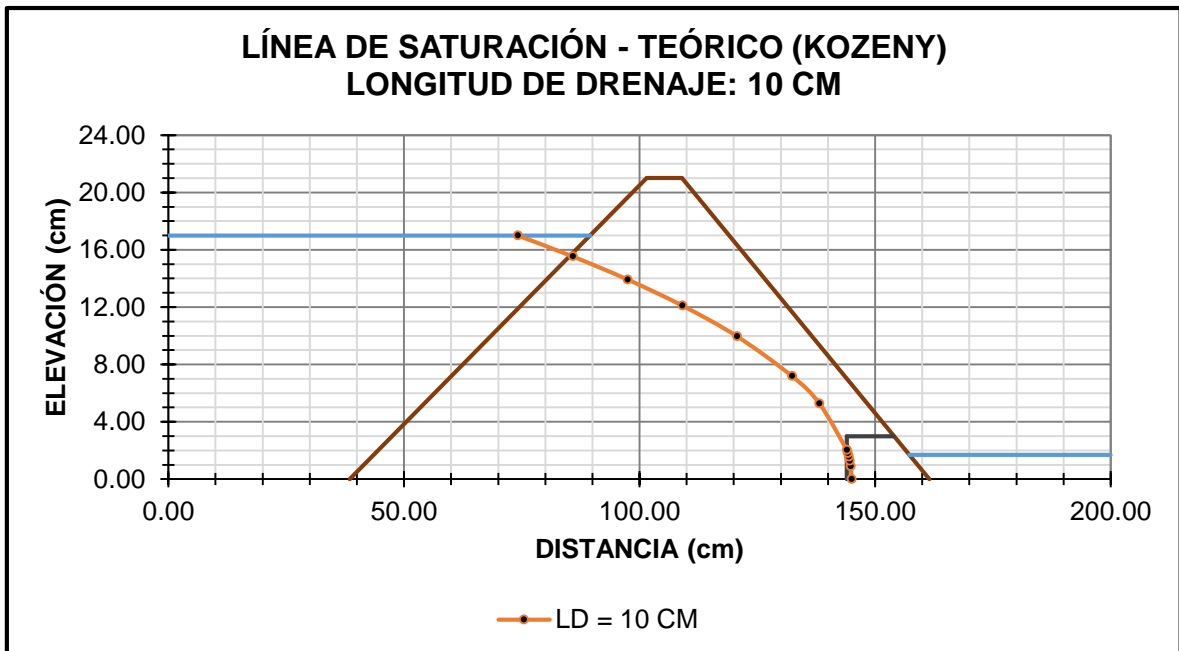
En estos casos, la línea de saturación intersecta el drenaje tipo horizontal, evitando el efecto erosivo del agua en el talud aguas abajo.

### b.1. Kozeny

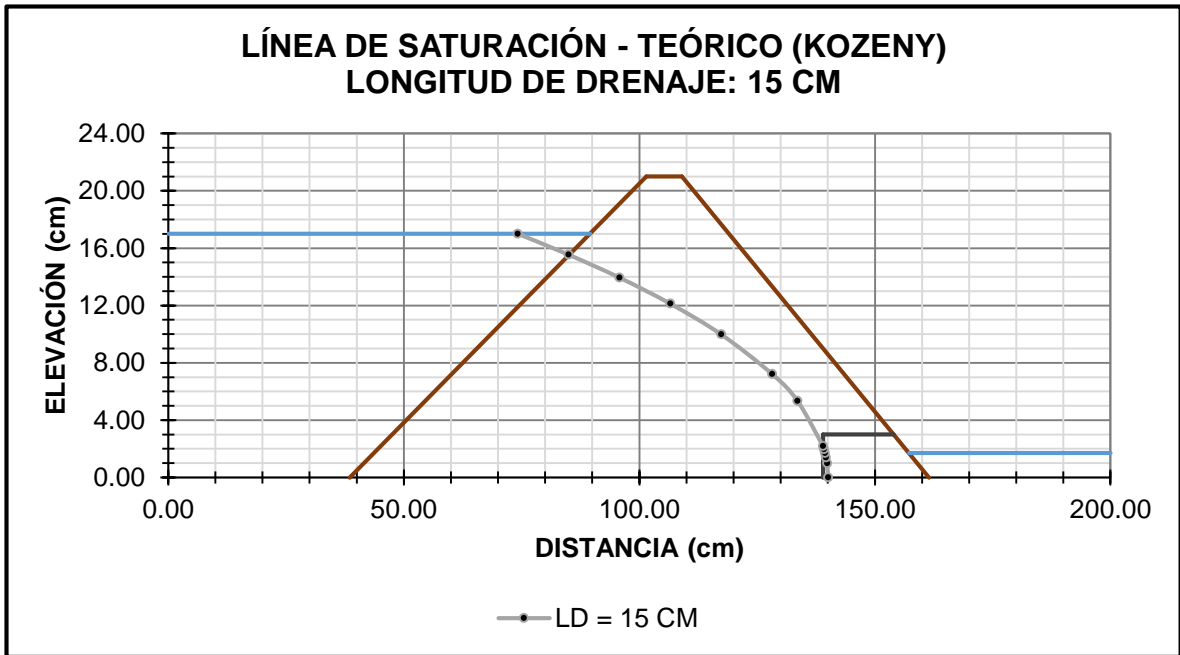
Modificó la ecuación de Casagrande, manteniendo en su fórmula la misma condición de entrada (0.30m) e incorporando una de salida por efectos del drenaje.



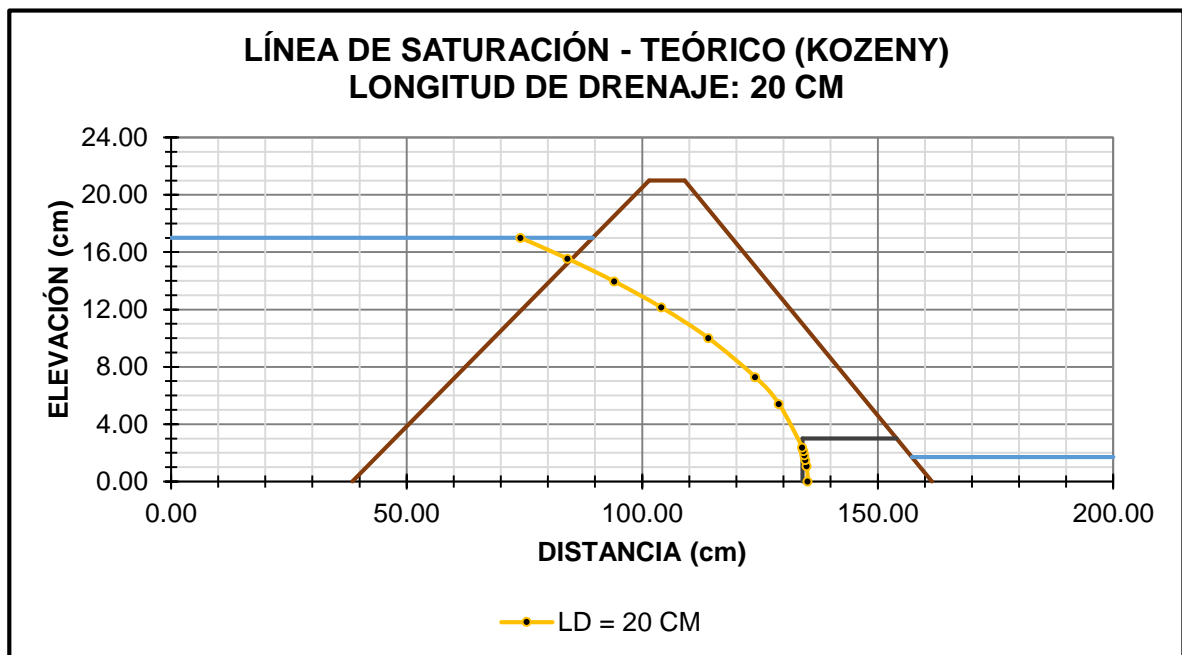
**Figura 236.** Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 5 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



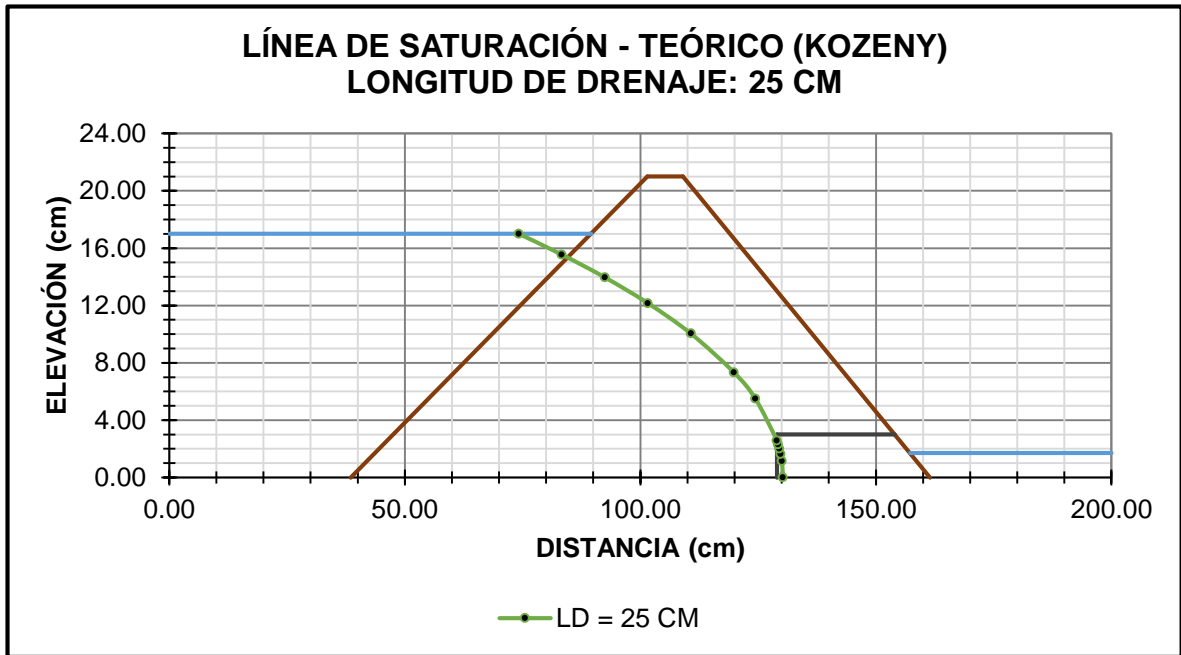
**Figura 237.** Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 10 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 238.** Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 15 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 239.** Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 20 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 240.** Línea de saturación – Teórico (Kozeny) / LD = 25 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

Según las Figuras 236, 237, 238, 239 y 240, el punto final de la línea de saturación presenta en el eje de las abscisas la misma coordenada inicial del drenaje; sin embargo, la variación radica en las ordenadas, las cuales experimentan un aumento directamente proporcional a la longitud de diseño.

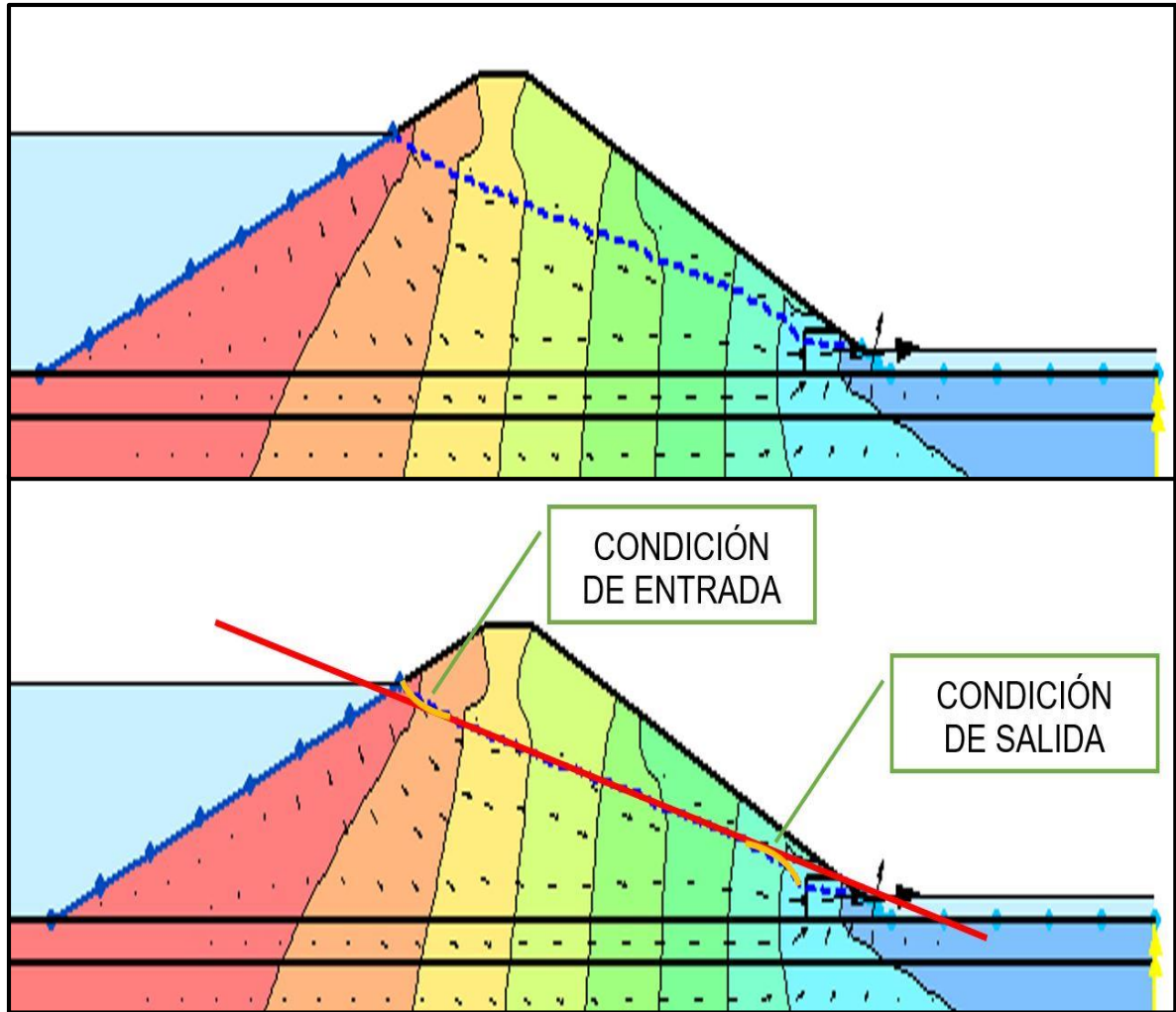
**Tabla 59.**  
*Coordenadas de la condición de salida (Principios teóricos).*

LONG. DE DRENAJE	MÉTODO DE CÁLCULO	COND. SALIDA EJES INTERS.	
		X	Y
SIN DRENAJE	DUPUIT	139.50	8.82
	CASAGRANDE	145.00	6.92
LD = 5 CM	KOZENY	149.00	1.91
LD = 10 CM	KOZENY	144.00	2.04
LD = 15 CM	KOZENY	139.00	2.19
LD = 20 CM	KOZENY	134.00	2.37
LD = 25 CM	KOZENY	129.00	2.58

**Fuente:** Elaboración propia.

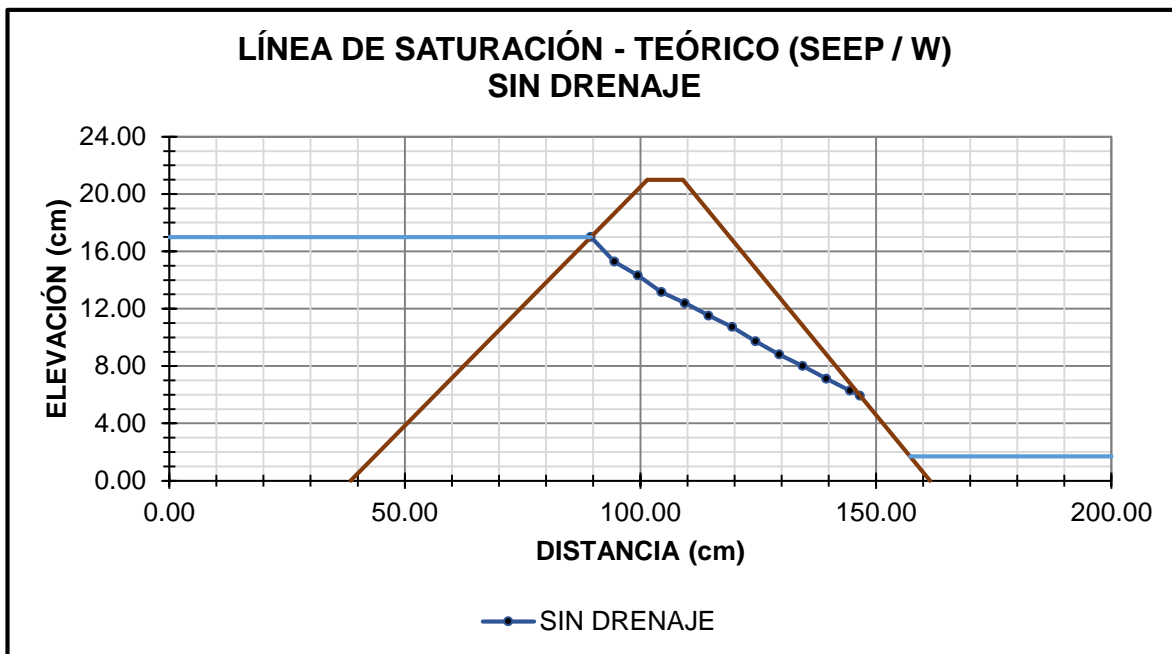
### C.2.2.2. GeoStudio (Seep/W)

Según este software, la línea de saturación describe una gráfica lineal afectada por las condiciones de entrada y salida en su trayectoria.

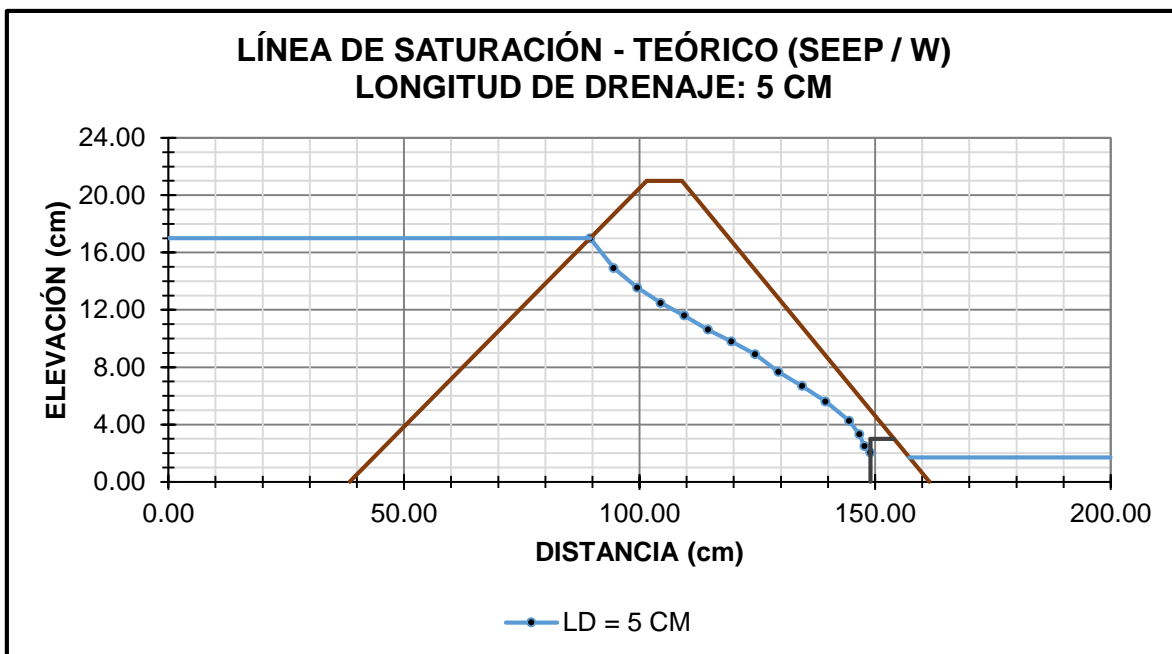


**Figura 241.** Línea de saturación proporcionada por GeoStudio (Seep/W).  
**Fuente:** Seep/W, 2016

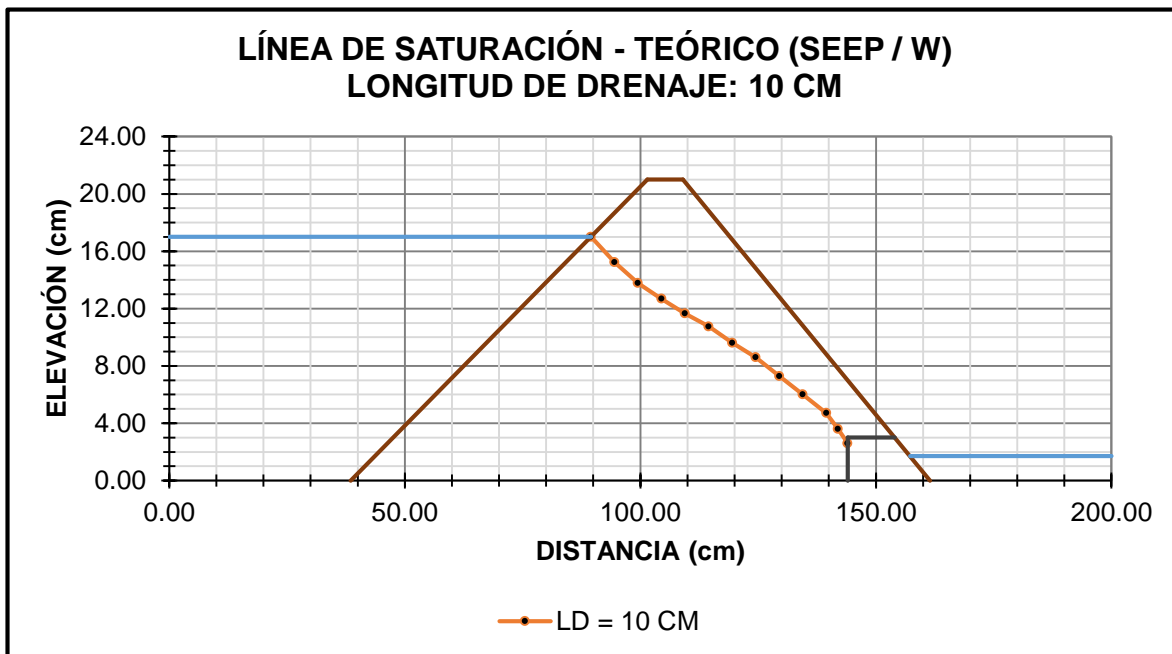
Con fines de apreciación y comparativa, se generaron capturas de pantalla a las secciones transversales de presa calculadas por el software, éstas fueron enviadas al AutoCAD para ser escaladas y así trazar la línea de saturación mediante polilíneas (de las cuales se extrajeron sus coordenadas para ser representadas en gráficas de Excel).



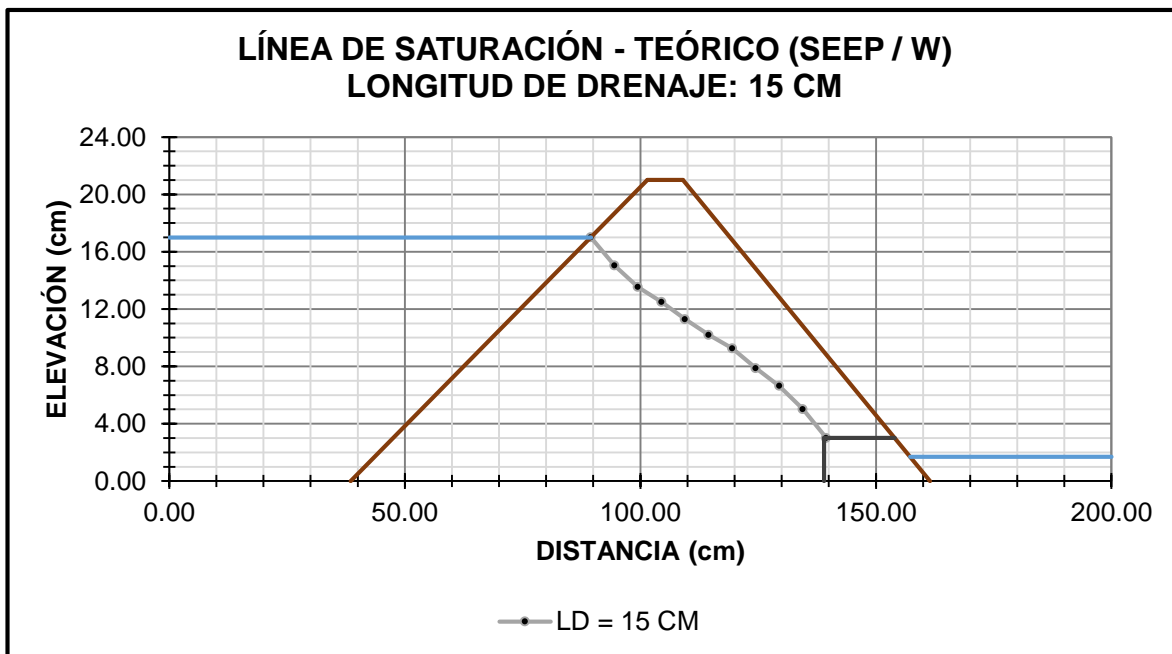
**Figura 242.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / Sin drenaje.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 243.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 5 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

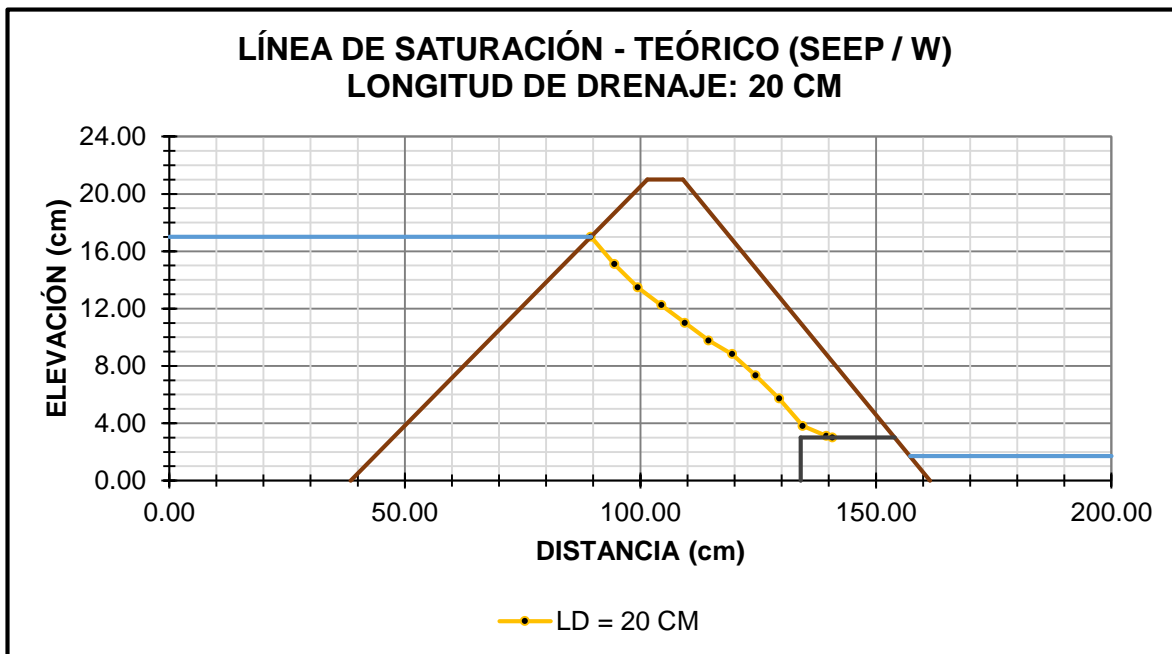


**Figura 244.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 10 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

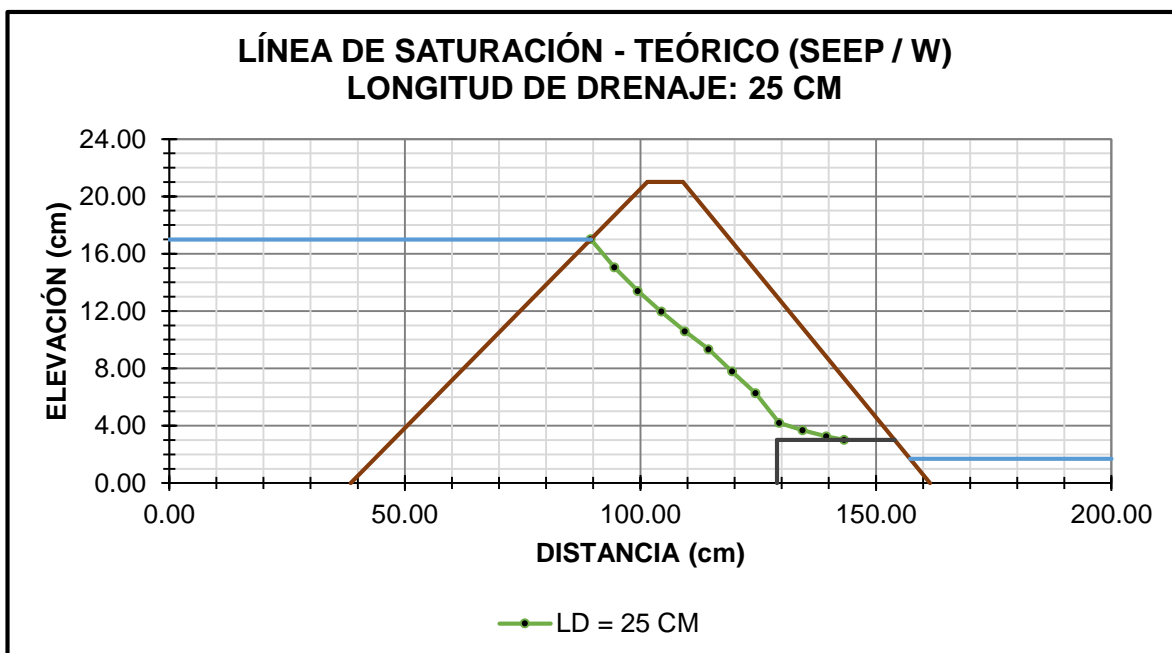


**Figura 245.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 15 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.





**Figura 246.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 20 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 247.** Línea de saturación – Teórico (Seep/W) / LD = 25 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

De las últimas cinco gráficas, se puede apreciar que la línea de saturación interseca la parte inicial del drenaje horizontal (razón por la cual presentan la misma coordenada en el eje de las abscisas); por otra parte, el eje de las ordenadas es directamente proporcional con la longitud de diseño.

**Tabla 60.**  
*Coordenadas de la condición de salida (Seep/W).*

LONG. DE DRENAJE	MÉTODO DE CÁLCULO	COND. SALIDA EJES INTERS.	
		X	Y
SD	SEEP/W	146.66	5.93
LD = 5 CM	SEEP/W	149.00	2.05
LD = 10 CM	SEEP/W	144.00	2.60
LD = 15 CM	SEEP/W	139.45	3.00
LD = 20 CM	SEEP/W	140.78	3.00
LD = 25 CM	SEEP/W	143.32	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

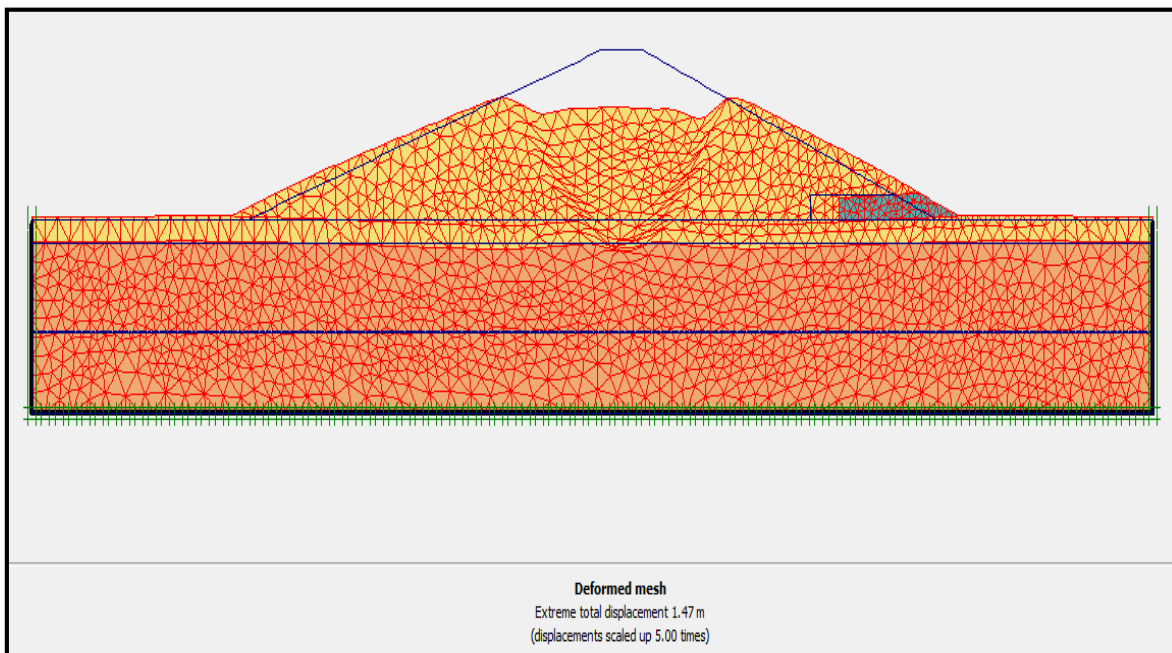
### C.3. Verificación de los desplazamientos

Los desplazamientos para la sección de presa sin o con drenaje fueron analizados en dos fases, la primera de construcción (con presencia de napa freática desde el N. -14.00 m) y la segunda de funcionamiento (con tirante aguas arriba y abajo). En ambos casos, haciendo uso del software Plaxis 8.6.

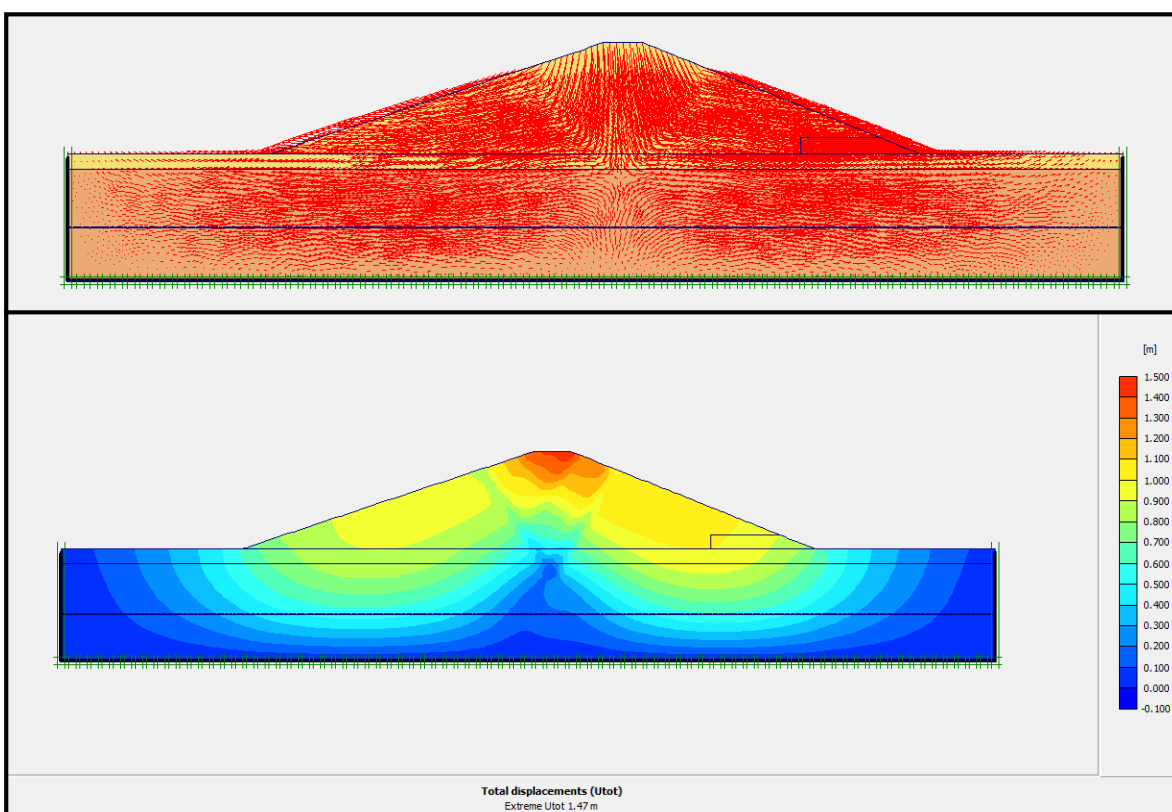
Los resultados mostrados en las Tablas 52 y 53, evidencian que: durante la etapa de construcción, los desplazamientos verticales son superiores frente a los horizontales; sin embargo, en la etapa de funcionamiento ocurre lo contrario.

De ambas fases analizadas, los mayores desplazamientos se presentan en la etapa de operación, con valores que oscilan entre los siguientes intervalos: horizontal (1.85 m a 2.01 m) y vertical (1.23 m a 1.47 m).

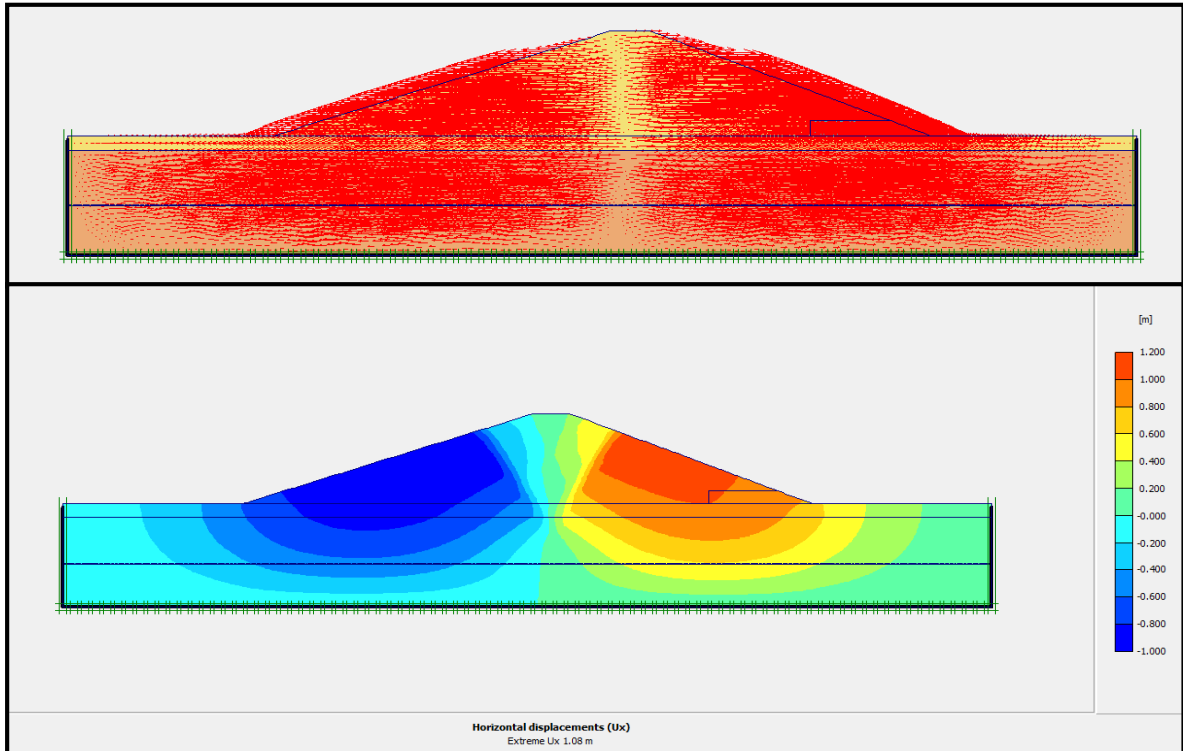
A continuación se presentan algunas imágenes de los desplazamientos suscitados para una sección de presa con drenaje horizontal de 15 m.



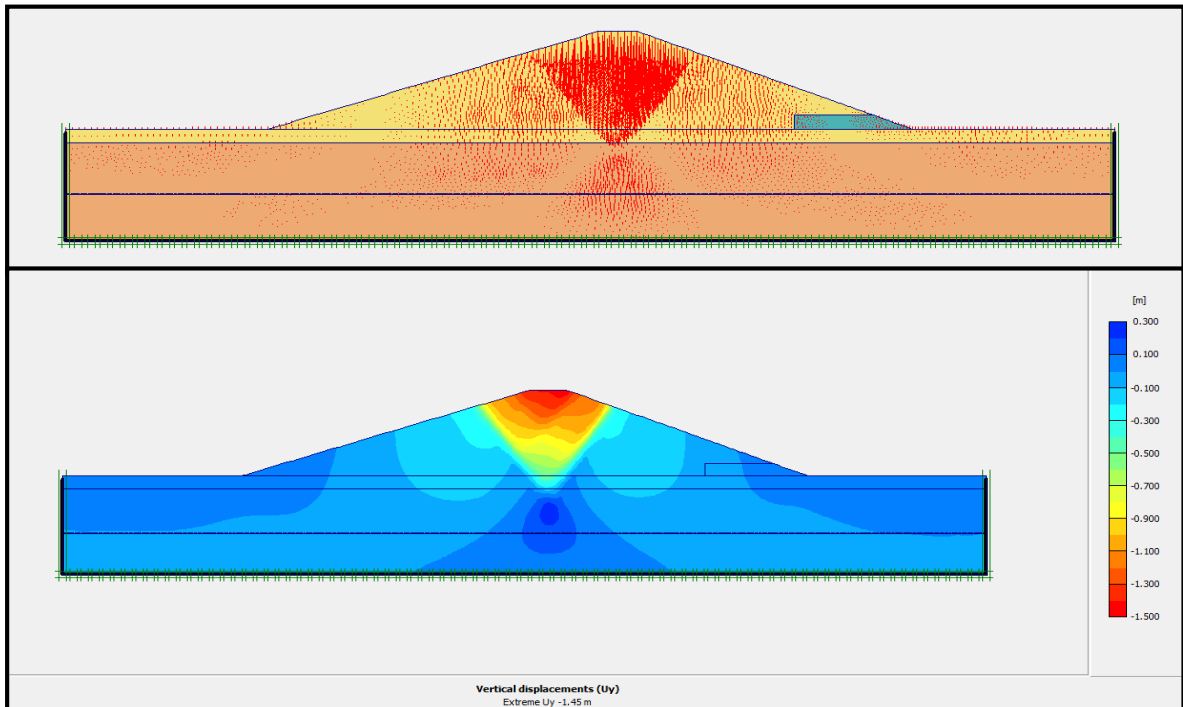
**Figura 248.** Deformación de la triangulación (Desplazamiento total extremo) en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



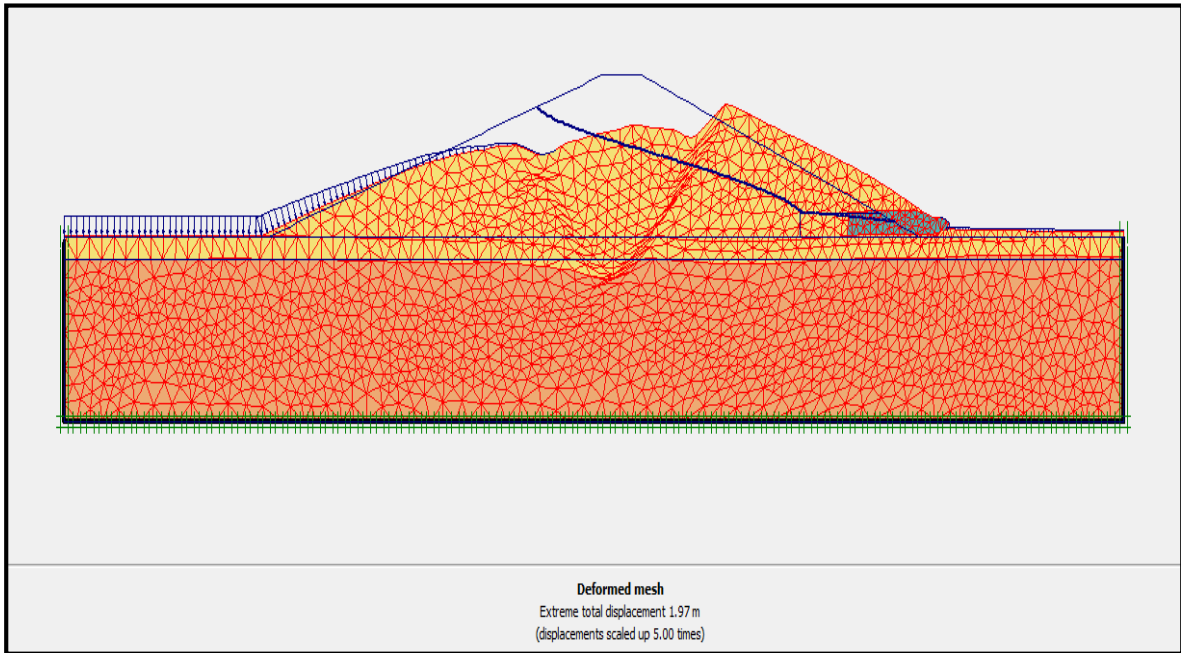
**Figura 249.** Desplazamiento total en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



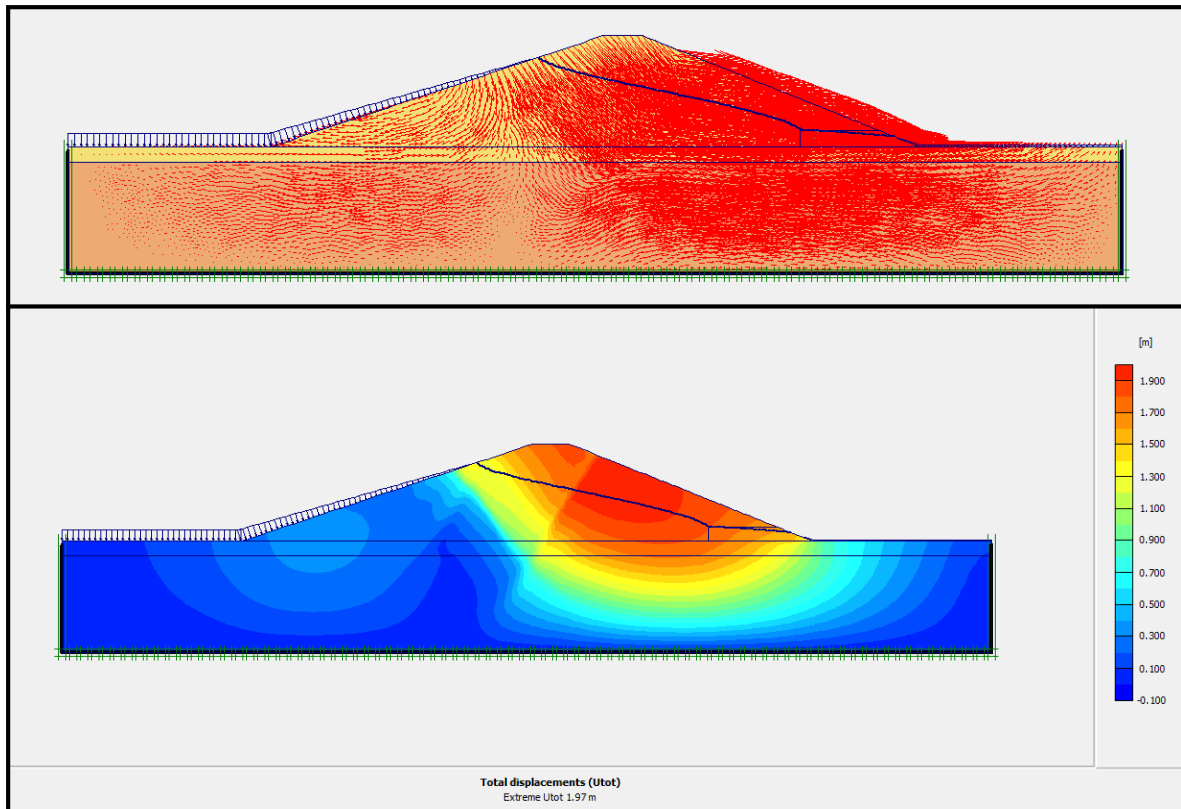
**Figura 250.** Desplazamiento horizontal en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



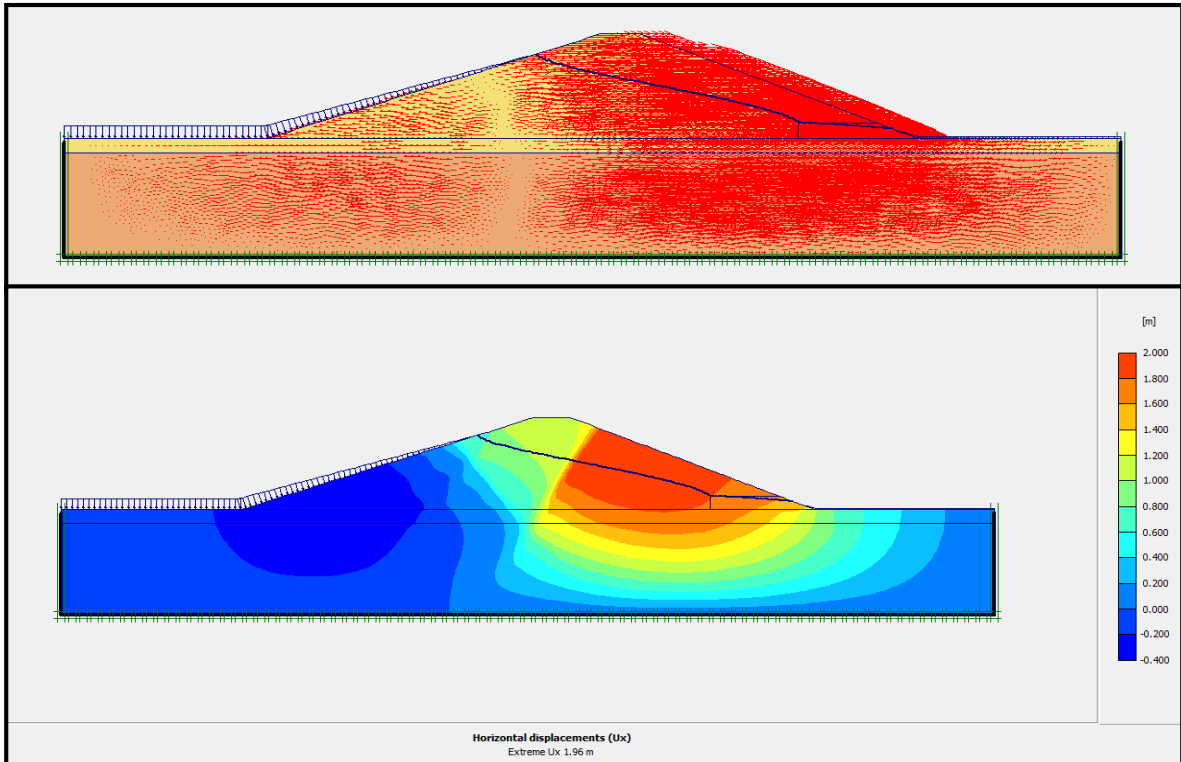
**Figura 251.** Desplazamiento vertical en la fase de construcción, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



**Figura 252.** Deformación de la triangulación (Desplazamiento total extremo) en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6

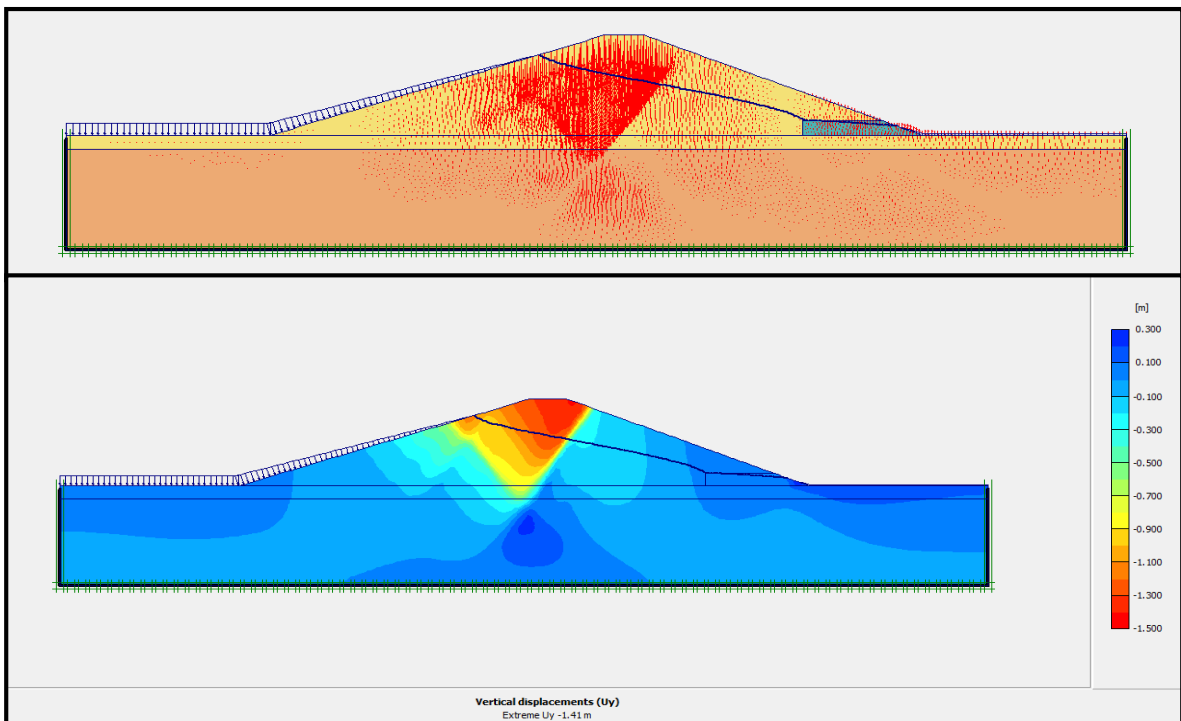


**Figura 253.** Desplazamiento total en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.  
**Fuente:** Plaxis v.8.6



**Figura 254.** Desplazamiento horizontal en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.

**Fuente:** Plaxis v.8.6



**Figura 255.** Desplazamiento vertical en la fase de funcionamiento, para una presa con drenaje horizontal de 15 m.

**Fuente:** Plaxis v.8.6

Según las gráficas presentadas, se pudo apreciar que en la fase de construcción, los desplazamientos horizontales se daban en ambos taludes (aguas arriba y abajo) y los desplazamientos verticales se generaban en la parte central de la presa. Asimismo, en la fase de funcionamiento, los desplazamientos horizontales solo afectaban al talud aguas abajo (ya que en la sección aguas arriba, el talud estaba influenciado por la carga de agua); y los desplazamientos verticales abarcaban la zona central y parte de la región aguas arriba.

## **D. Realización del modelamiento hidráulico físico – bidimensional de la presa de material homogéneo en el Equipo de Drenaje.**

### **D.1. Caudal de infiltración**

#### **D.1.1. Experimental**

Hace referencia al conjunto de valores obtenidos en el Laboratorio de Hidráulica (USS). Para cada sección de presa (sin y con drenaje) se determinaron los caudales de infiltración, considerando el grado de compactación alcanzado en cada ensayo y cuyo parámetro también se tuvo en cuenta en el análisis.

##### **D.1.1.1. Grado de compactación vs Caudal de infiltración (Experimental)**

Para la presa sin y con sistema de drenaje tipo horizontal con diferentes longitudes (5, 10, 15, 20 y 25 cm), el grado de compactación es inversamente proporcional al caudal de infiltración. Asimismo, estos dos parámetros describen una ecuación de tipo lineal (línea de tendencia), la cual abarca en más de un 90% los datos experimentales obtenidos (se verifica con el valor de  $R^2$ , mientras más cercano a la unidad, mayor es el nivel de aceptación de los datos a la línea de tendencia).

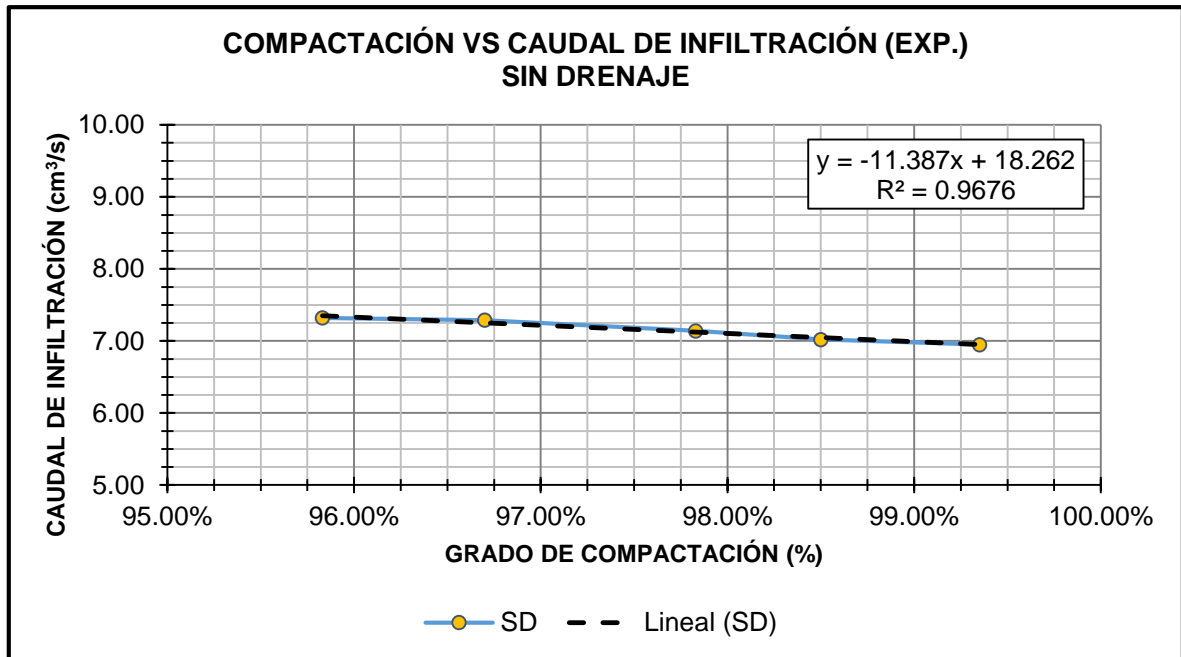
**Tabla 61.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia (lineal) para el Grado de compactación vs Caudal de infiltración (Exp).*

LONGITUD DE DRENAJE	ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SIN DRENAJE	$y = -11.387x + 18.262$	0.9676
LD = 5CM	$y = -18.084x + 26.075$	0.9247
LD = 10CM	$y = -15.968x + 25.374$	0.9522
LD = 15CM	$y = -25.419x + 35.986$	0.9271
LD = 20CM	$y = -26.164x + 36.976$	0.9775
LD = 25CM	$y = -26.259x + 37.466$	0.9001

**Fuente:** Elaboración propia.

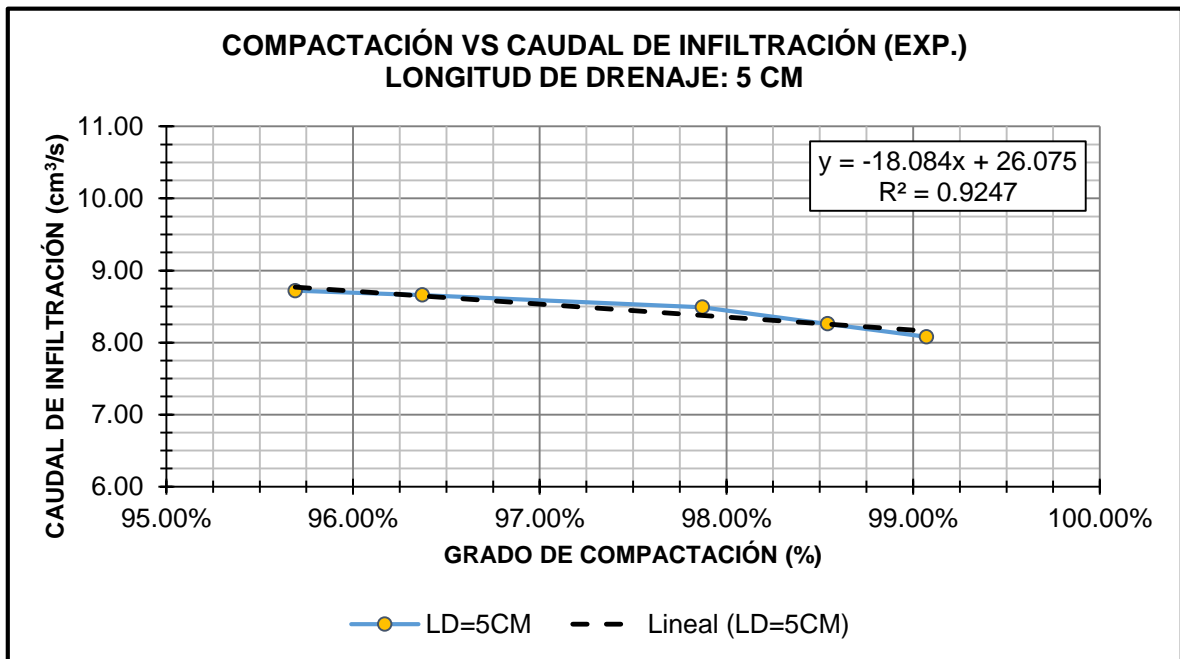
De las ecuaciones lineales, aquella que pertenece a la presa con drenaje de 20 cm posee el mayor grado de aceptación (97.75%), mientras que el menor lo presenta la presa con drenaje de 25 cm (90.01%).



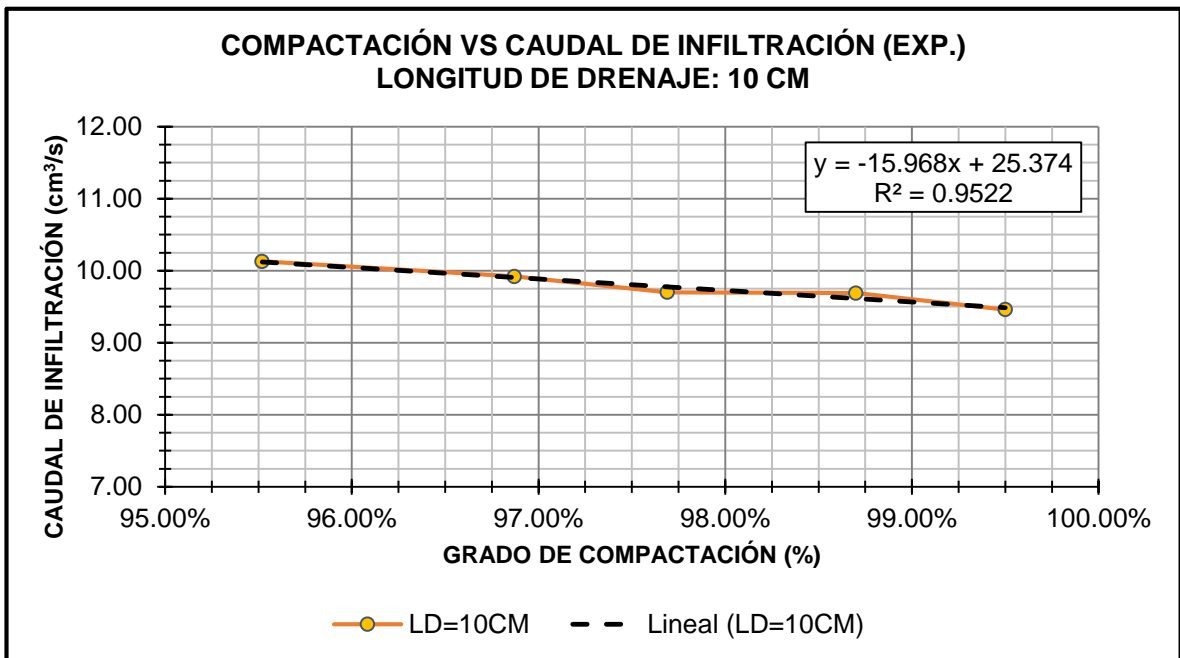
**Figura 256.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / Sin drenaje.

**Fuente:** Elaboración propia.

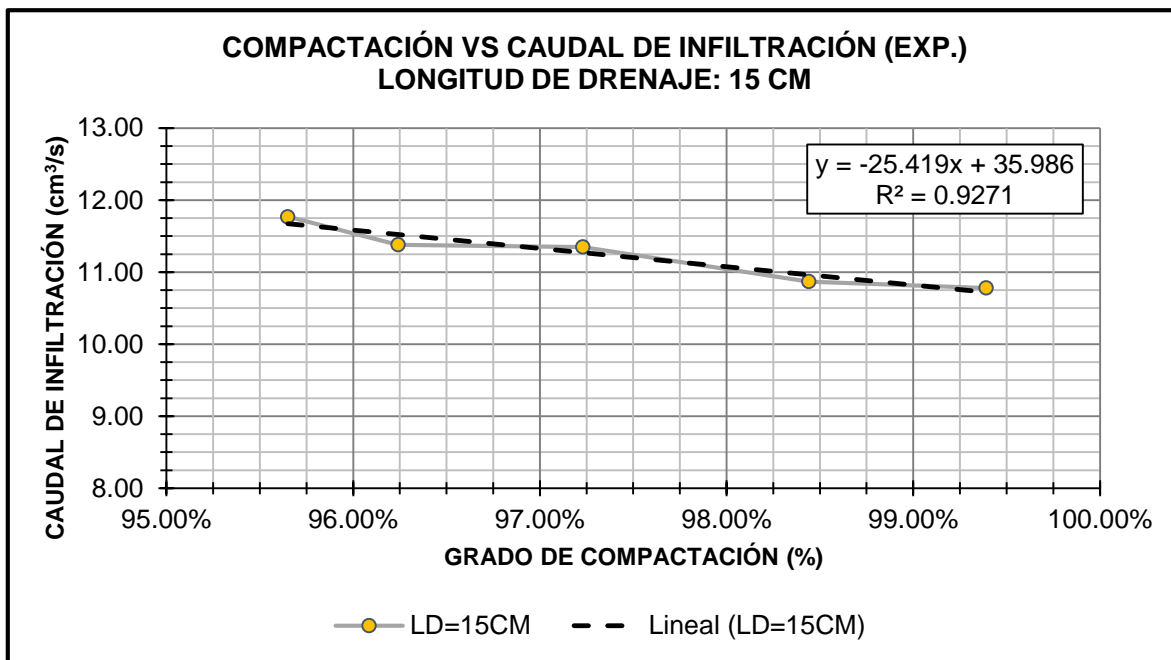




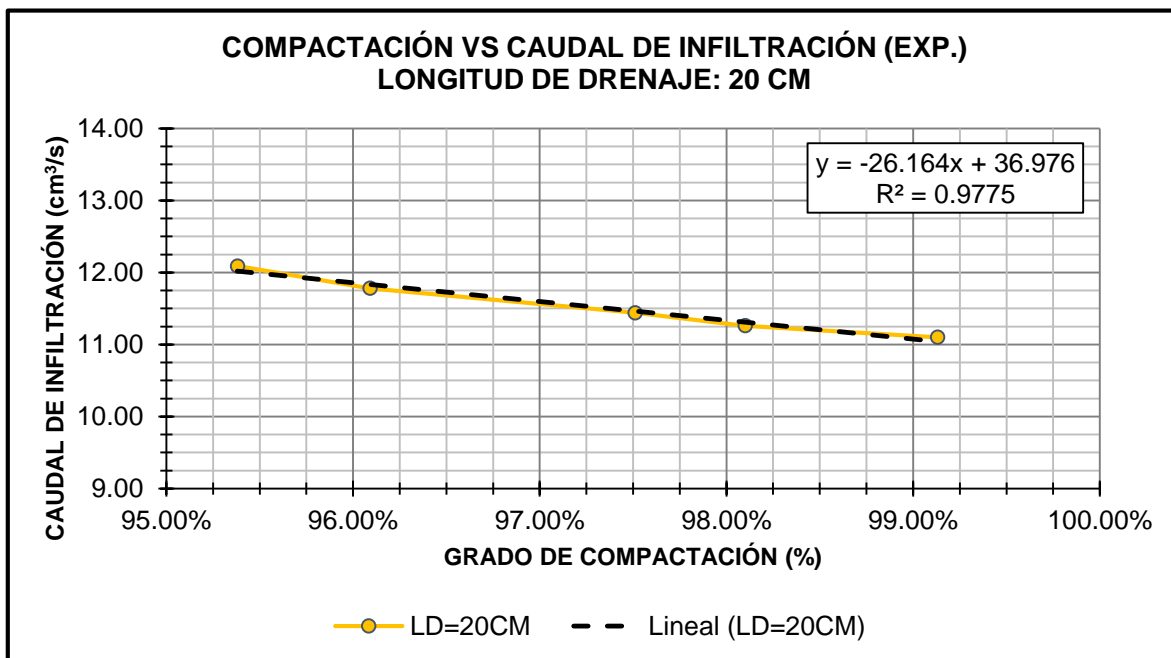
**Figura 257.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 5 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



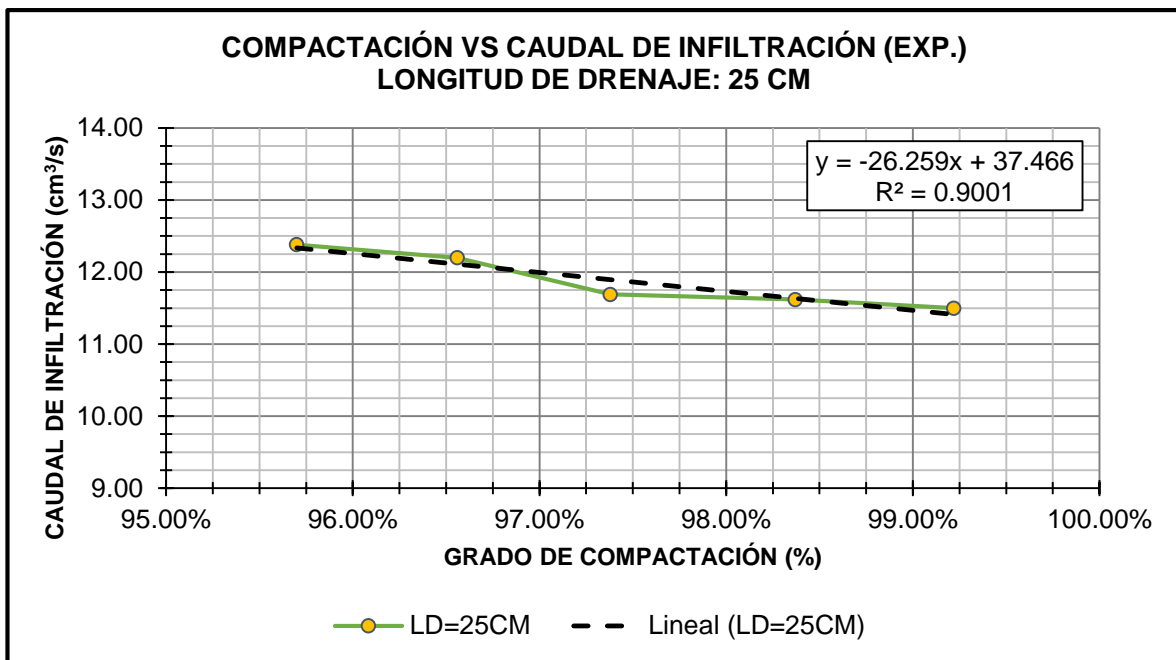
**Figura 258.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 10 cm  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 259.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 15 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 260.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 20 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 261.** Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.) / LD = 25 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

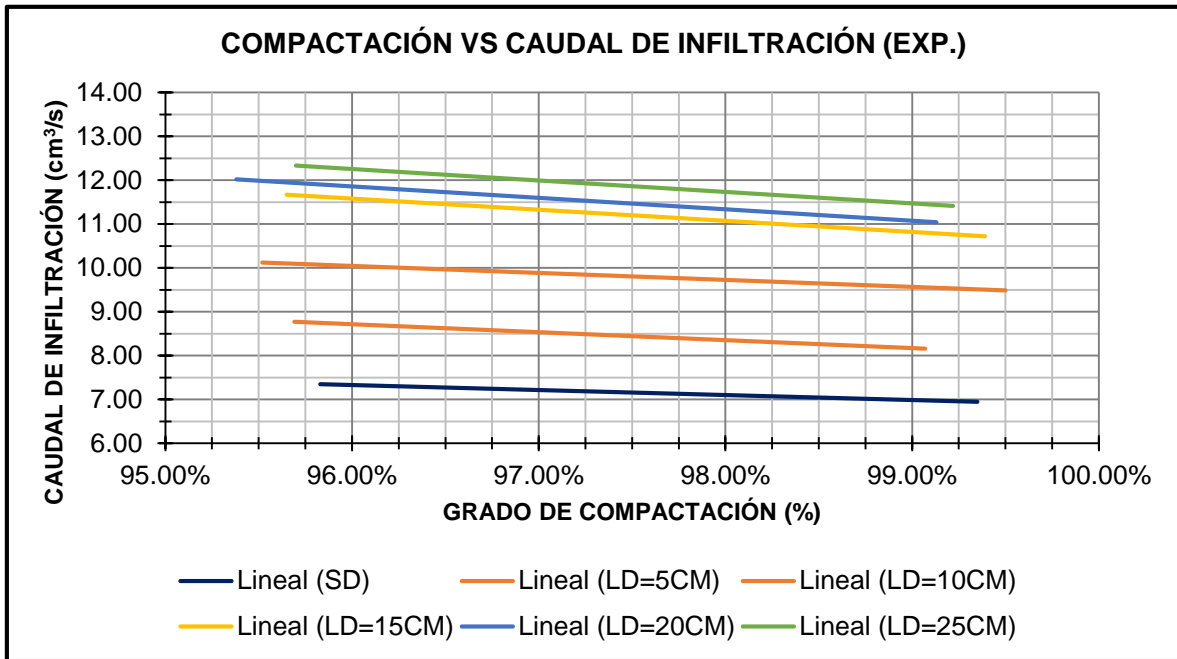
Considerando las ecuaciones lineales, los intervalos entre los cuales oscila el caudal de infiltración se presentan en la Tabla 62, en la cual se aprecian valores mínimos para la sección transversal de presa sin drenaje horizontal y valores máximos para la longitud de drenaje de 25 cm.

**Tabla 62.**

*Intervalos del caudal de infiltración con respecto a la longitud de drenaje.*

LONGITUD DE DRENAJE	INTERVALO DEL CAUDAL DE INFILTRACIÓN (cm³/s)
SIN DRENAJE	6.75 – 7.50
LD = 5CM	8.00 – 9.00
LD = 10CM	9.25 – 10.25
LD = 15CM	10.50 – 11.75
LD = 20CM	10.75 – 12.25
LD = 25CM	11.25 – 12.50

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 262.** Resumen Compactación vs Caudal de infiltración (Exp.).  
**Fuente:** Elaboración propia.

#### D.1.1.2. Caudal de infiltración (Experimental) vs Longitud de drenaje

Para cada intervalo del grado de compactación, el caudal de infiltración es directamente proporcional a la longitud de drenaje horizontal.

La presa de material homogéneo, no colapsa en su condición sin drenaje; sin embargo, presenta una considerable altura inestable en el talud aguas abajo (entre 8 – 11 cm desde la superficie de la cimentación), la cual se reduce de forma significativa hasta el drenaje de 5 cm y desaparece totalmente en el drenaje de 10 cm. Por esta razón, no se ha considerado la condición sin drenaje en la elaboración de las gráficas, ya que no resulta productivo la estimación del caudal de infiltración bajo el riesgo inminente de inestabilidad de la presa (por reblandecimiento).

El caudal de infiltración y longitud de drenaje, describen una ecuación de tipo logarítmica (línea de tendencia), la cual abarca en más de un 90% los datos experimentales obtenidos (se verifica con el valor de  $R^2$ , mientras más cercano a la unidad, mayor es el nivel de aceptación de los datos a la línea de tendencia).

Al momento de elegir la ecuación que describe mejor la línea de tendencia (cuyo resultado ha sido comentado en el párrafo anterior), se descartó la lineal debido a su bajo grado de aceptación de los datos experimentales. Por otra parte, a pesar que la ecuación polinómica posee un mayor nivel de aceptación, se aleja del comportamiento real de los dos aspectos en análisis.

Las ecuaciones cuadráticas describen una parábola (inversa en este caso), la cual después de cruzar su vértice inician el descenso. Según lo mencionado, esto resultaría incoherente con el modelamiento físico – bidimensional donde se aprecia que a mayor longitud ocurre un aumento progresivo del caudal de infiltración y en ningún punto experimentará descenso alguno.

**Tabla 63.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia (Lineal) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje.*

<b>GRADO COMPACTACIÓN</b>	<b>ECUACIÓN LINEAL</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
95% - 96%	$y = 0.1856x + 8.234$	0.8934
96% - 97%	$y = 0.1788x + 8.106$	0.9283
97% - 98%	$y = 0.1628x + 8.092$	0.8609
98% - 99%	$y = 0.1658x + 7.853$	0.9145
99% - 100%	$y = 0.1696x + 7.64$	0.9129

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 64.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia (Polinómica – 2do Grado) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje.*

<b>GRADO COMPACTACIÓN</b>	<b>ECUACIÓN POLINOM. (2DO GRADO)</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
95% - 96%	$y = -0.0102x^2 + 0.4907x + 6.454$	0.9873
96% - 97%	$y = -0.0078x^2 + 0.4137x + 6.736$	0.9905
97% - 98%	$y = -0.0099x^2 + 0.4611x + 6.352$	0.9733
98% - 99%	$y = -0.0084x^2 + 0.4169x + 6.388$	0.9961
99% - 100%	$y = -0.0085x^2 + 0.4233x + 6.16$	0.9924

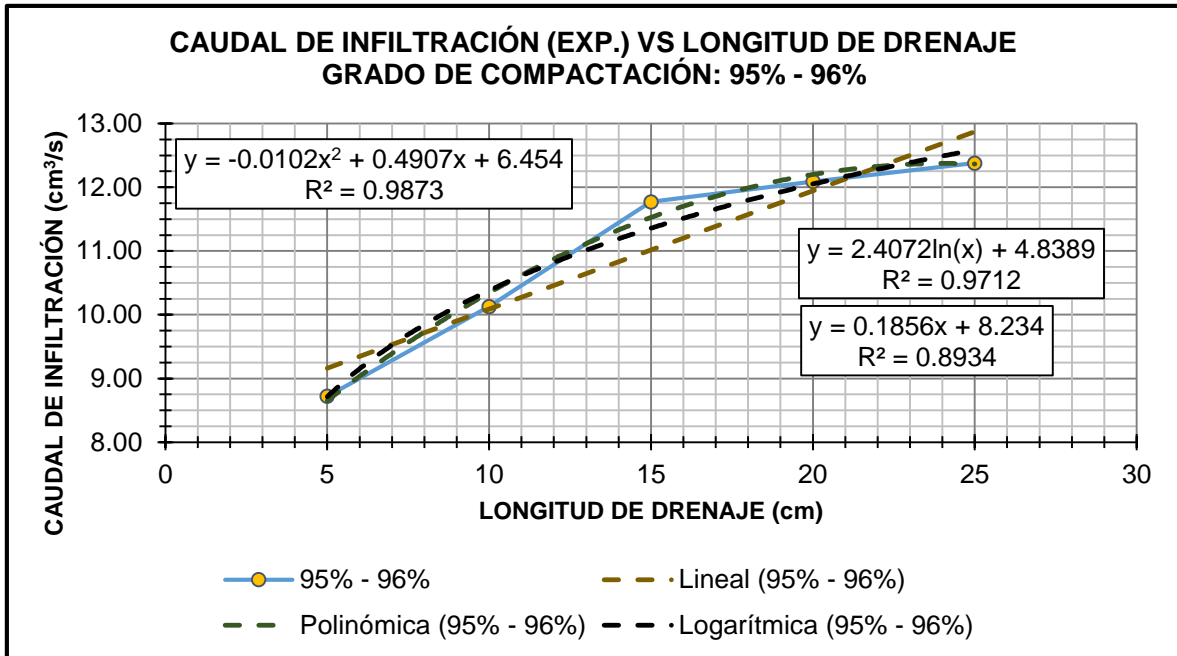
**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 65.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia (Logarítmica) para el Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje.*

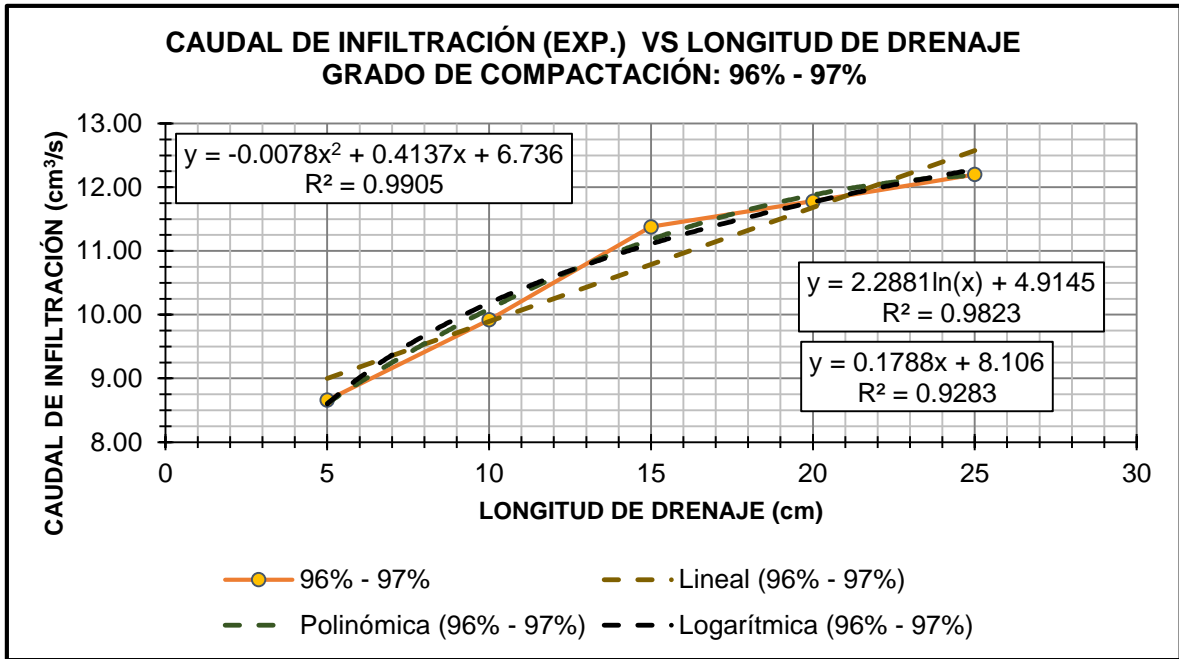
GRADO COMPACTACIÓN	ECUACIÓN LOGARÍTMICA	R <sup>2</sup>
95% - 96%	$y = 2.4072\ln(x) + 4.8389$	0.9712
96% - 97%	$y = 2.2881\ln(x) + 4.9145$	0.9823
97% - 98%	$y = 2.1262\ln(x) + 5.0761$	0.9489
98% - 99%	$y = 2.1462\ln(x) + 4.8308$	0.9903
99% - 100%	$y = 2.1918\ln(x) + 4.5578$	0.9852

**Fuente:** Elaboración propia.

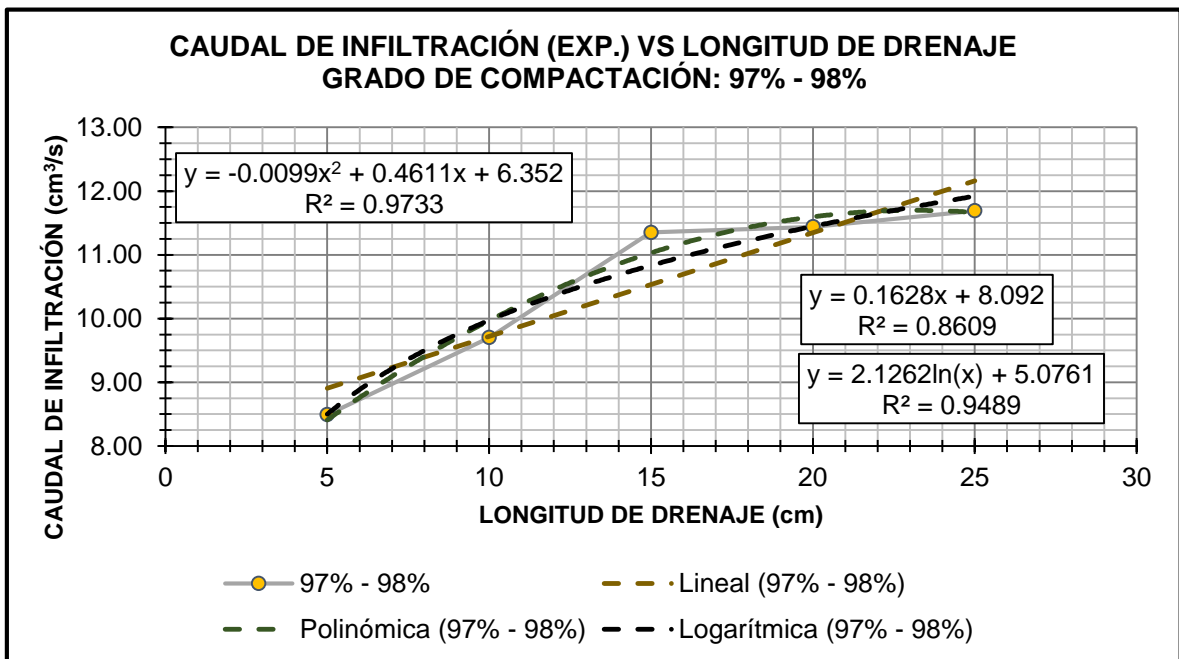


**Figura 263.** Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96%.

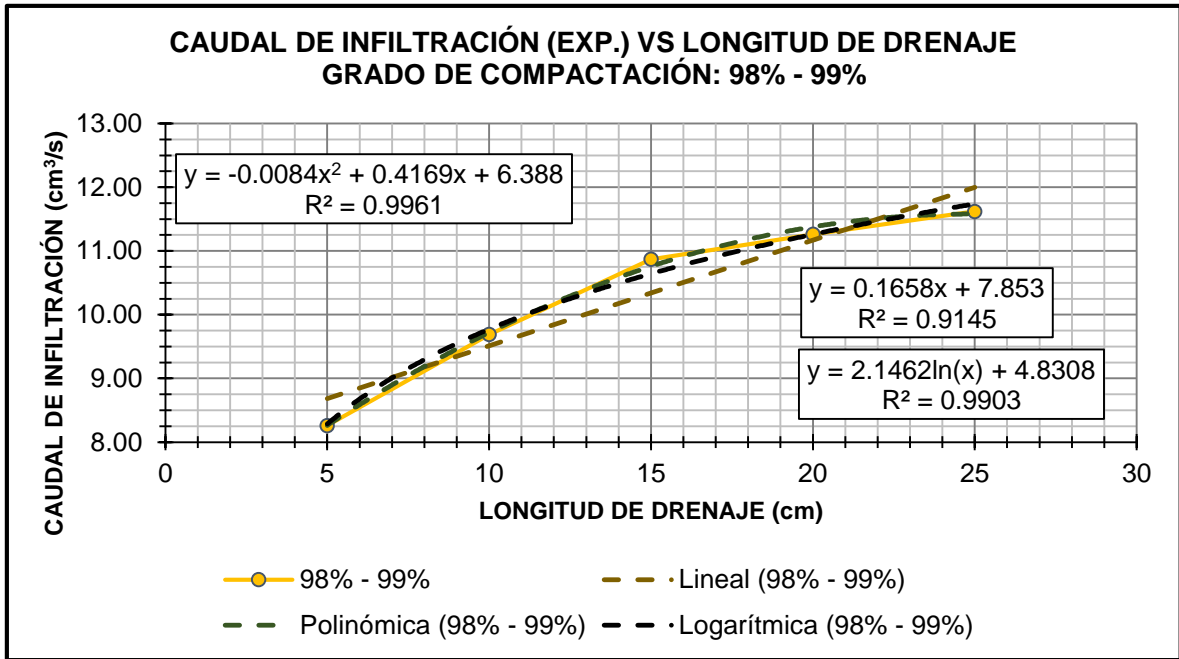
**Fuente:** Elaboración propia.



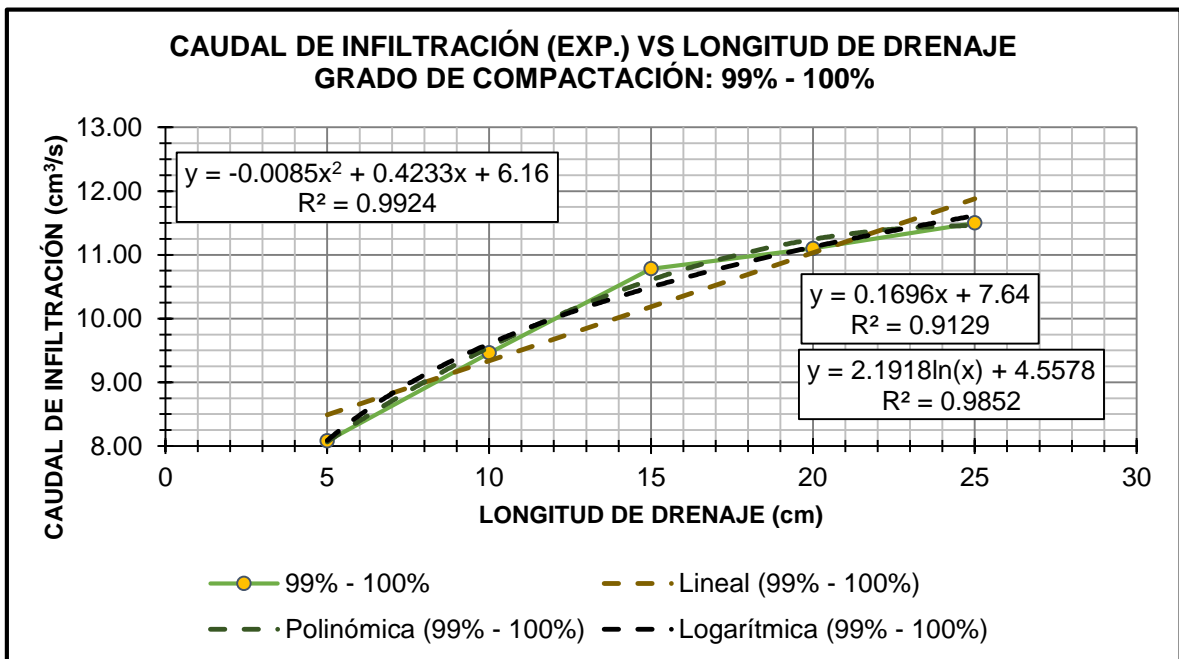
**Figura 264.** Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 96% - 97%.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 265.** Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 97% - 98%.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 266.** Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99%.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 267.** Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 99% - 100%.  
**Fuente:** Elaboración propia.



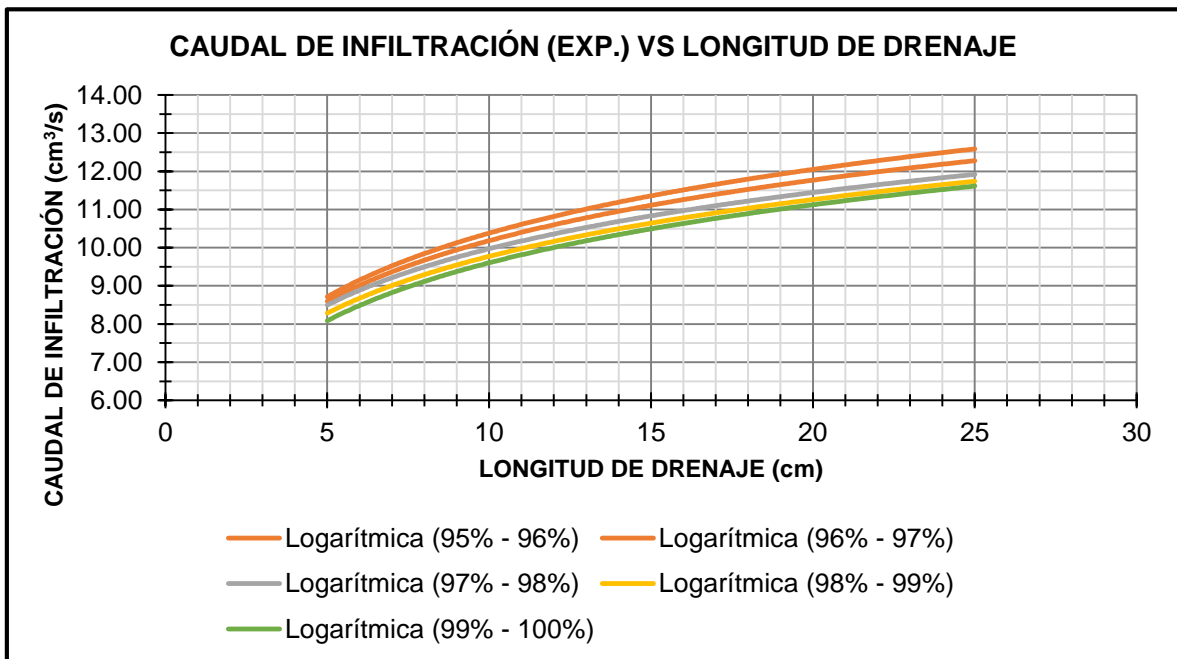
Considerando las ecuaciones logarítmicas, los intervalos entre los cuales oscila el caudal de infiltración se presentan en la Tabla 66, en la cual se aprecian valores mínimos para el grado de compactación de 99% - 100% y valores máximos para 95% - 96%.

**Tabla 66.**

Intervalos del caudal de infiltración con respecto al grado de compactación.

GRADO DE COMPACTACIÓN	INTERVALO DEL CAUDAL DE INFILTRACIÓN (cm <sup>3</sup> /s)
95% - 96%	8.50 – 12.75
96% - 97%	8.50 – 12.50
97% - 98%	8.25 – 12.00
98% - 99%	8.00 – 12.00
99% - 100%	8.00 – 11.75

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 268.** Resumen Caudal de infiltración (Exp.) vs Longitud de drenaje.

**Fuente:** Elaboración propia.

### D.1.2. Experimental promedio

Las fórmulas teóricas y el software (Seep/W) proporcionan un solo caudal de infiltración por sección de presa analizada; es por esta razón, que sus resultados muchas veces son conservadores y reflejan el valor ideal esperado durante los procesos constructivos.

Debido a que en los ensayos de laboratorio se obtuvieron 5 caudales por cada longitud de drenaje modelada, resulta necesario hacer un promedio de dichos valores.

**Tabla 67.**  
*Caudal de infiltración (Exp. Promedio) con respecto a la longitud de drenaje.*

LONGITUD DE DRENAJE	CAUDAL DE INFILTRACIÓN (cm <sup>3</sup> /s)
	EXPERIM. PROMEDIO
SIN DRENAJE	7.14
LD = 5CM	8.44
LD = 10CM	9.78
LD = 15CM	11.23
LD = 20CM	11.53
LD = 25CM	11.88

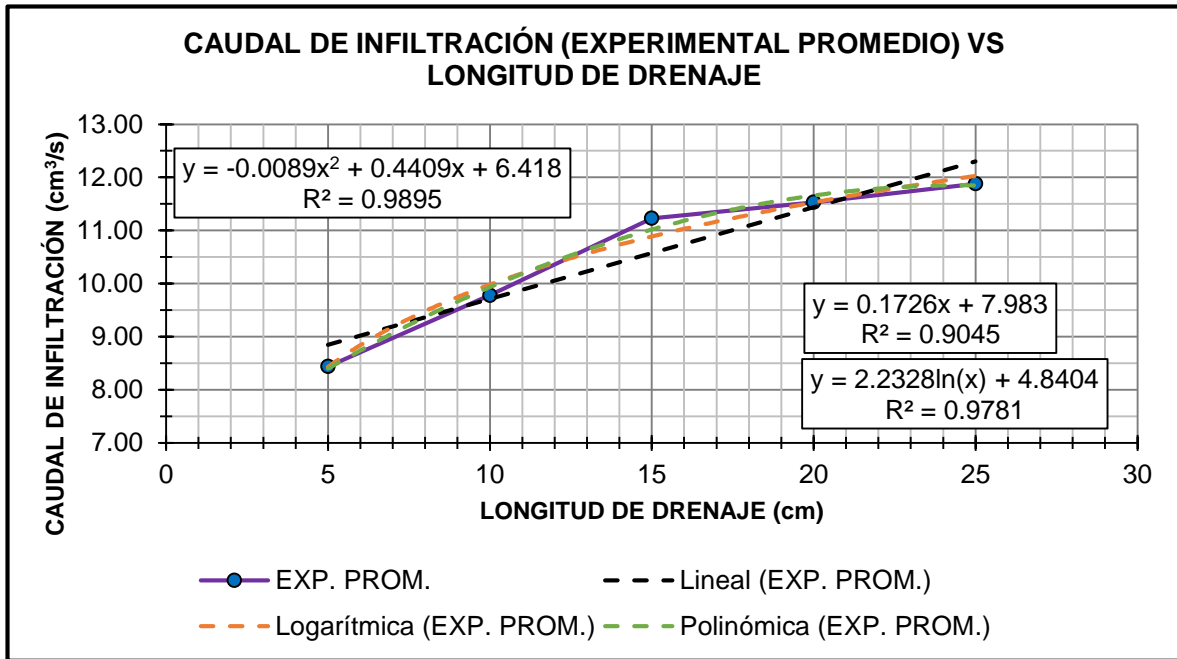
**Fuente:** Elaboración propia.

La ecuación que define mejor la línea de tendencia es la de tipo logarítmica, por las mismas razones que fueron explicadas en el ítem anterior.

**Tabla 68.**  
Ecuaciones de la línea de tendencia para el Caudal de infiltración (Experimental promedio) vs la Longitud de drenaje.

CAUDAL DE INFILTRACIÓN	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
EXPERIMENTAL PROMEDIO	Lineal	$y = 0.1726x + 7.983$	0.9045
	Logarítmica	$y = 2.2328\ln(x) + 4.8404$	0.9781
	Polinómica (2do Grado)	$y = -0.0089x^2 + 0.4409x + 6.418$	0.9895

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 269.** Caudal de infiltración (Experimental promedio) vs Longitud de drenaje.  
**Fuente:** Elaboración propia.

## D.2. Lecturas piezométricas

Los puntos de control en el Equipo de Drenaje son 12, distribuidos en 3 filas con 4 columnas cada una de ellas. La distancia entre filas es de 10 cm y entre columnas es de 40 cm.

El nivel de lectura del tablero piezométrico es de + 1.00 cm desde la superficie de cimentación (punto de referencia). Asimismo, la fila F-1, F-2 y F-3 se encuentran en los niveles +6.00 cm, -4.00 cm y -14.00 cm respectivamente.

Se intentó determinar las mediciones piezométricas haciendo uso de las fórmulas teóricas (Ley de Darcy) y software (Seep/W). Sin embargo, no fue posible determinarlas por las siguientes razones:

- La ley de Darcy requiere del cumplimiento de 2 condiciones: sección de análisis y caudal constante. Al hacer cortes a 40, 80, 120 y 160 cm de la presa,

se obtendrán secciones variables en los cuales el caudal de infiltración es variable.

- El software Seep/W proporciona el caudal de infiltración para una determinada sección de flujo, mas no brinda valores en los puntos de análisis requeridos (es ilógico suponer que todos los puntos de control de una columna poseen el mismo caudal pasante).

La determinación de un valor numérico (lectura piezométrica) para cada punto de control no fue posible; sin embargo, se verificó si los datos recopilados eran aceptables.

Las lecturas deben brindar valores iguales o por debajo de la carga hidráulica a la que están sometidas. Por esta razón, los máximos valores permisibles para cada fila fueron:

F-1	: 16 cm
F-2	: 21 cm
F-3	: 31 cm

### **D.2.1. Lectura piezométrica vs longitud de drenaje**

Para cada intervalo del grado de compactación y analizando por filas los puntos de control (F-1, F-2 y F-3), se evidencia que las lecturas piezométricas son inversamente proporcionales con la longitud de drenaje.

Cabe resaltar que la fila F-1, cuenta con solo 3 puntos de medición, ya que la columna C4 no registra medida alguna.

No se considera recomendable la aplicación de líneas de tendencia a los datos graficados, debido a que ello implicaría una proyección de valores; esto no es

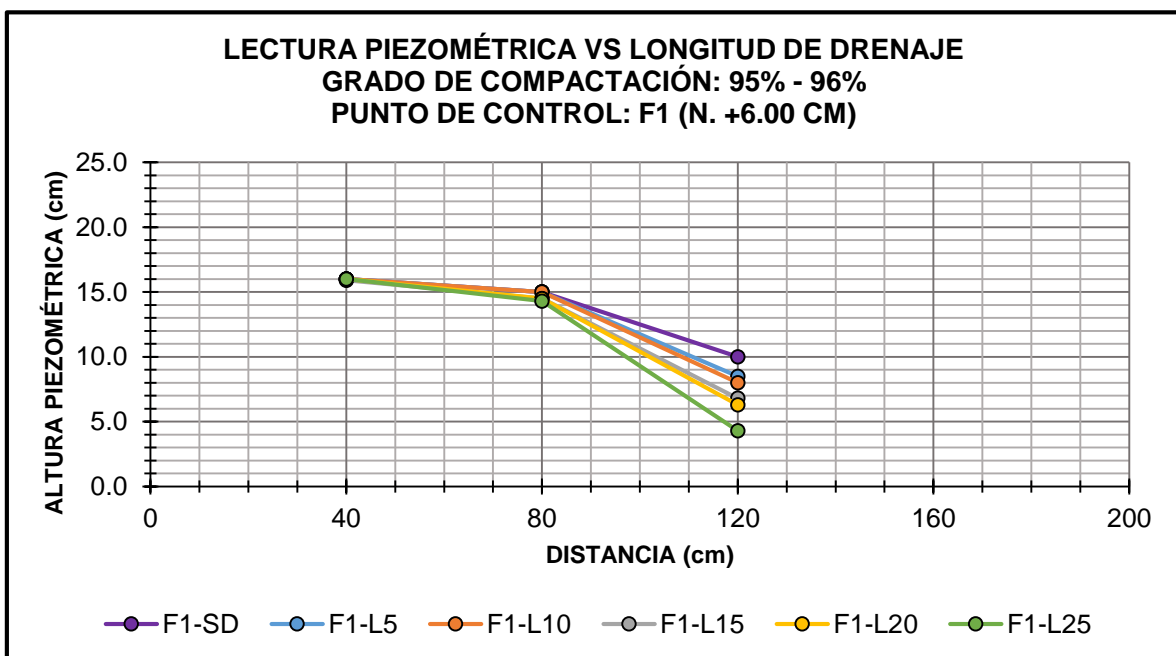
permisible puesto que no se puede determinar valores fuera de los puntos medidos. Si se desea estimar la lectura piezométrica en un determinado punto (el cual debe estar enmarcado entre dos puntos previamente medidos), será posible mediante una simple interpolación.

A manera de resumen, solo se presentarán las gráficas pertenecientes al intervalo de compactación 95% - 96%. Los demás grados de compactación presentan un mismo comportamiento.

**Tabla 69.**  
Lecturas piezométricas según la longitud de drenaje (G.C: 95% - 96%).

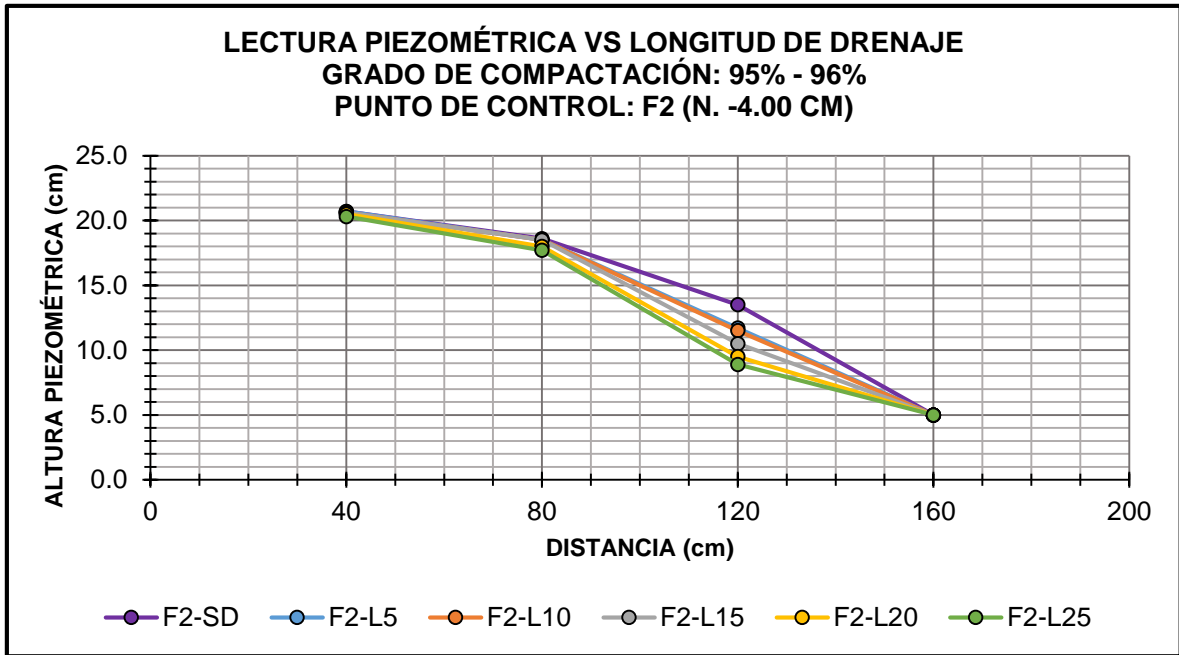
LONG. DE DRENAJE	% COMPACT. REAL	F-1				F-2				F-3			
		40	80	120	160	40	80	120	160	40	80	120	160
SD	95.83%	16.0	15.0	10.0		20.7	18.6	13.5	5.0	24.5	22.0	18.5	15.0
L=5CM	95.69%	16.0	15.0	8.5		20.7	18.5	11.7	5.0	23.2	21.4	17.5	13.4
L=10CM	95.52%	16.0	15.0	8.0		20.6	18.5	11.5	5.0	23.0	21.2	17.0	13.3
L=15CM	95.65%	15.9	14.5	6.8		20.6	18.5	10.5	5.0	22.7	20.6	16.2	13.0
L=20CM	95.38%	16.0	14.5	6.3		20.5	18.0	9.5	5.0	22.3	20.4	15.5	12.4
L=25CM	95.70%	16.0	14.3	4.3		20.3	17.7	8.9	5.0	21.5	20.4	15.4	12.2

Fuente: Elaboración propia.

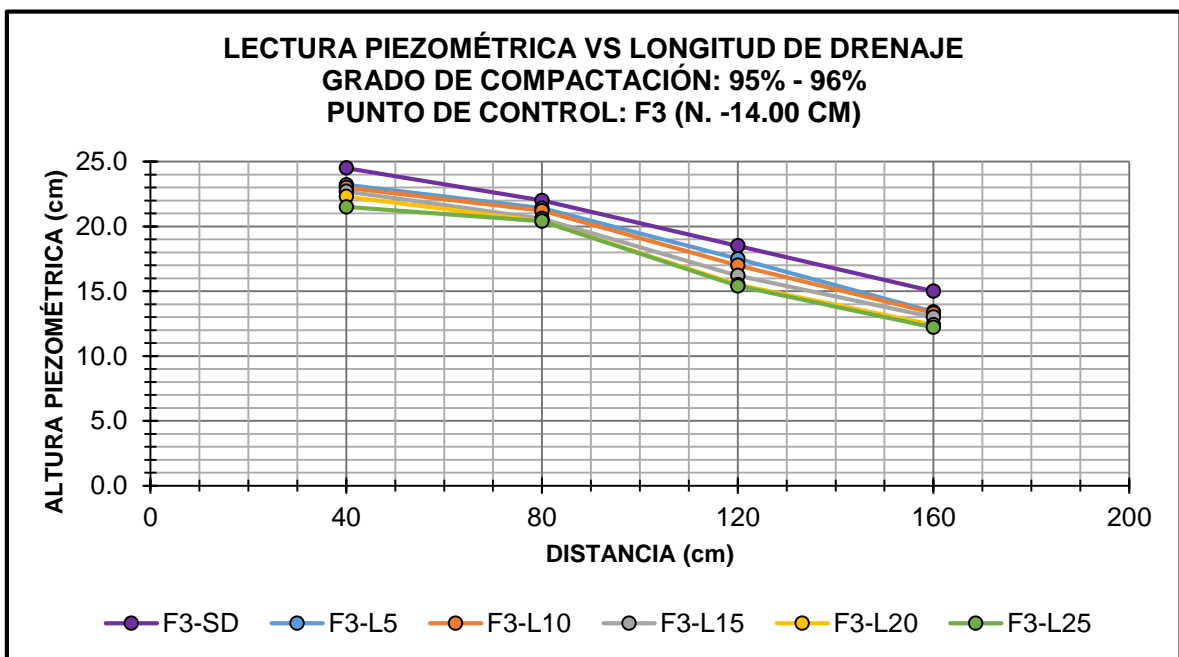


**Figura 270.** Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F1.

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 271.** Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F2.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 272.** Lectura piezométrica vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / F3.  
**Fuente:** Elaboración propia.

## D.2.2. Lectura piezométrica vs grado de compactación

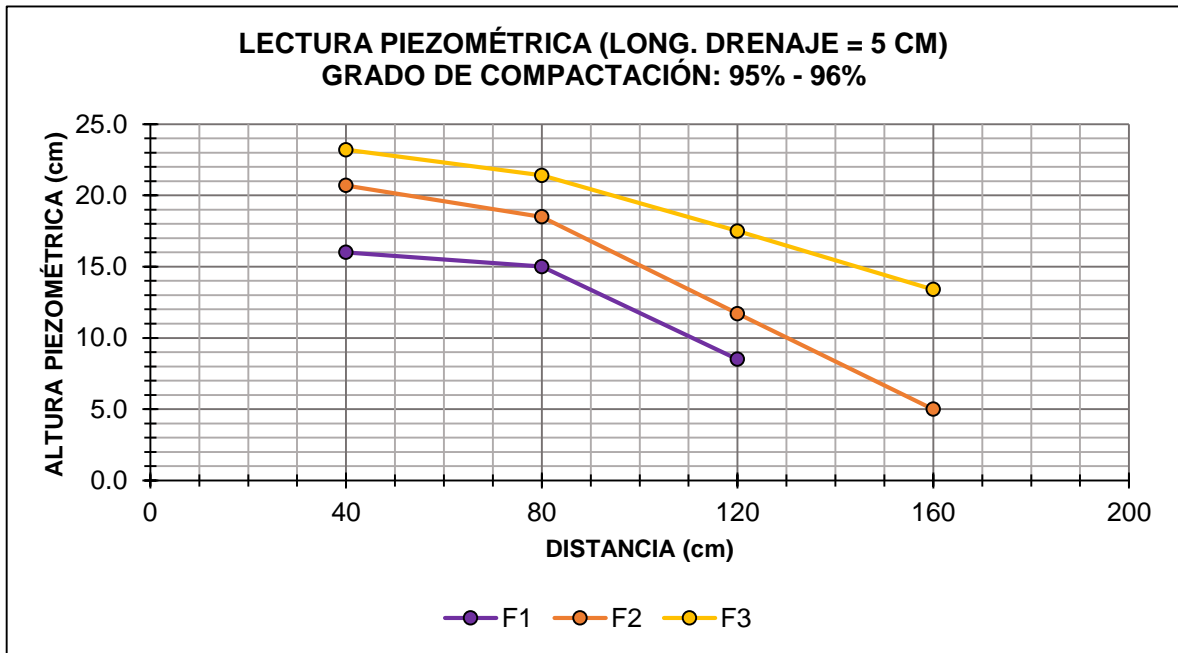
Para cada sección de presa (sin y con presencia de drenaje), las lecturas piezométricas son inversamente proporcionales al grado de compactación. A medida que se incrementa la distancia horizontal de medición para una misma fila, las lecturas piezométricas reducen su valor. Por otra parte, a medida que se experimenta un descenso vertical de medición para una misma columna, las lecturas piezométricas aumentan su valor. A manera de resumen, solo se presentarán las gráficas pertenecientes a la presa con drenaje de 5 cm. Las demás secciones describen un comportamiento semejante.

**Tabla 70.**

*Lecturas piezométricas según el grado de compactación (L.D: 5 cm).*

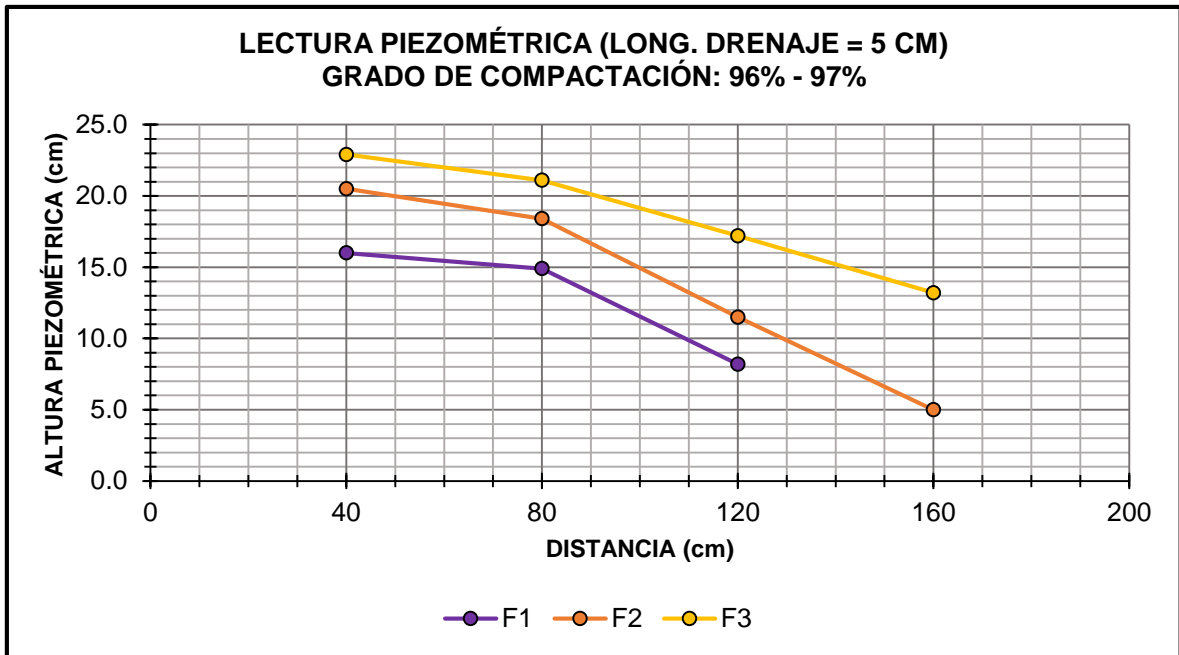
LONG. DE DRENAJE	% COMPACT. REAL	F-1				F-2				F-3			
		40	80	120	160	40	80	120	160	40	80	120	160
LD = 5CM	99.07%	15.8	14.5	7.7		20.3	18.0	11.0	5.0	22.3	20.5	16.8	12.5
	98.54%	15.9	14.7	7.8		20.4	18.2	11.2	5.0	22.5	20.8	17.0	13.0
	97.87%	16.0	14.8	8.0		20.5	18.3	11.4	5.0	22.6	21.0	17.0	13.2
	96.37%	16.0	14.9	8.2		20.5	18.4	11.5	5.0	22.9	21.1	17.2	13.2
	95.69%	16.0	15.0	8.5		20.7	18.5	11.7	5.0	23.2	21.4	17.5	13.4

*Fuente:* Elaboración propia.

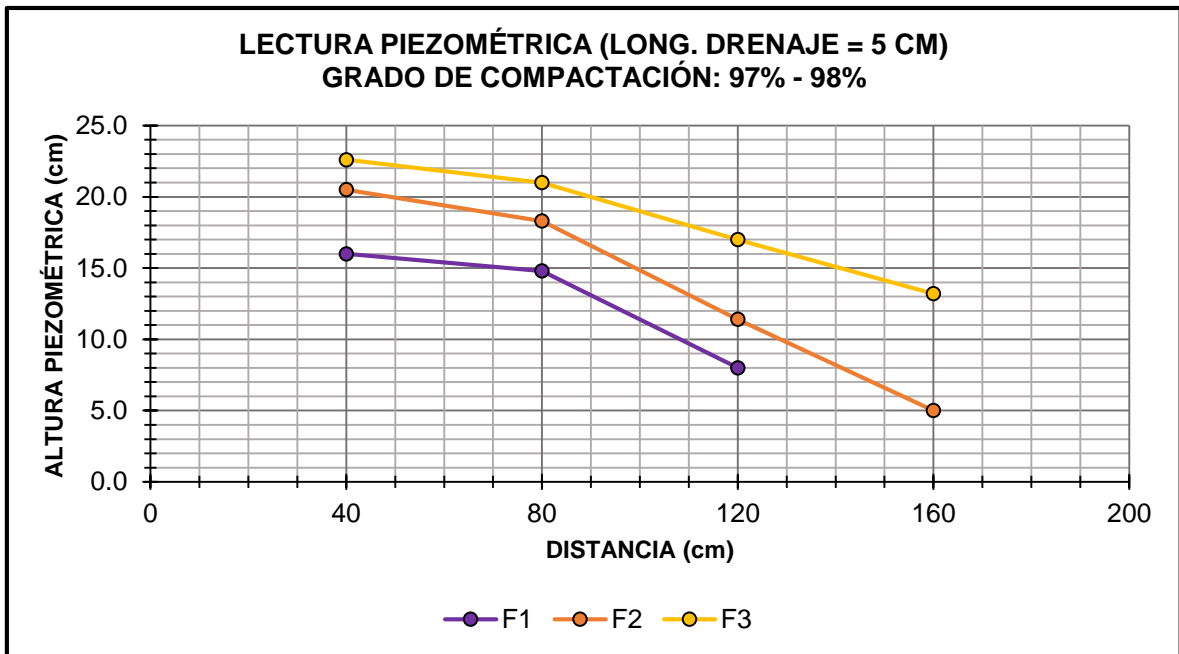


**Figura 273.** Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 95% - 96%.

*Fuente:* Elaboración propia.

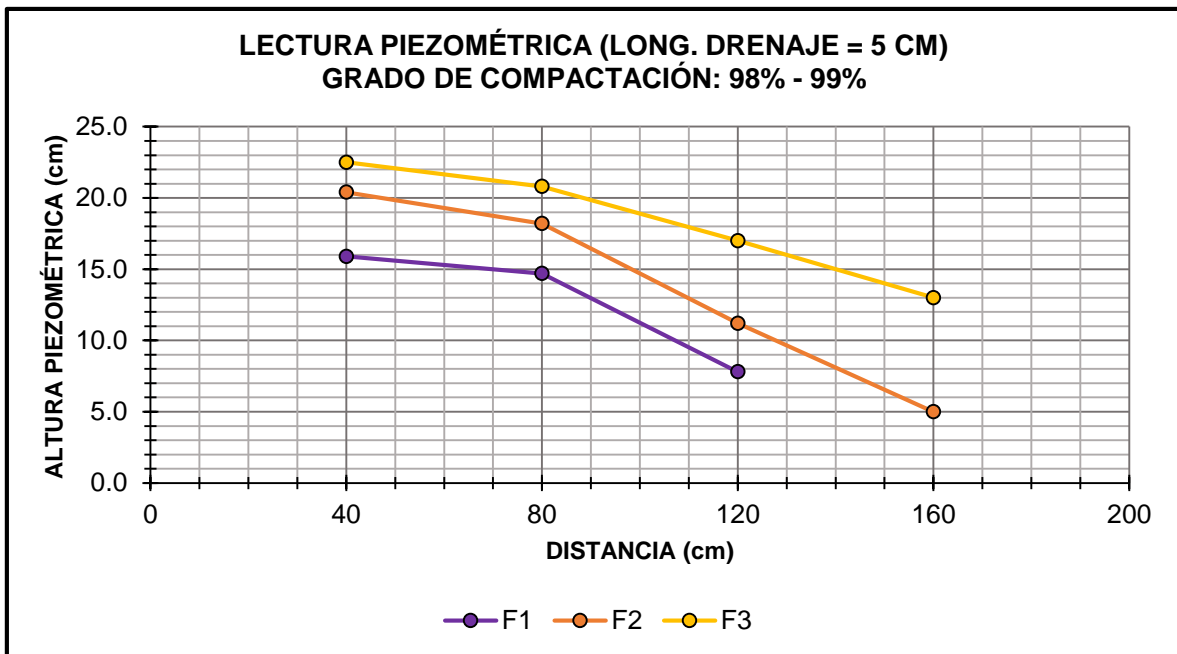


**Figura 274.** Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 96% - 97%.  
**Fuente:** Elaboración propia.

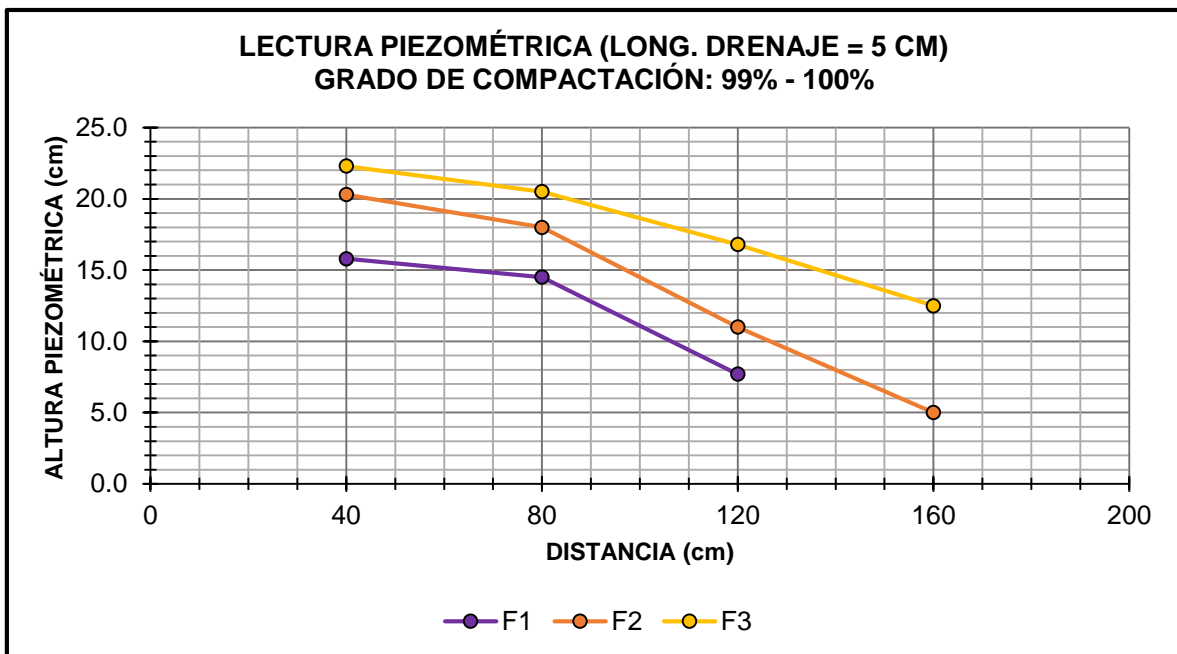


**Figura 275.** Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 97% - 98%.  
**Fuente:** Elaboración propia.





**Figura 276.** Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 98% - 99%.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 277.** Lectura piezométrica (Long. de drenaje = 5 cm) / G.C: 99% - 100%.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### D.3. Línea de saturación

#### D.3.1. Línea de saturación (Experimental) vs Longitud de drenaje

Para cada intervalo del grado de compactación, la sección transversal de presa (sin y con drenaje horizontal) presenta una variación significativa en el trazo de su línea de saturación conforme aumenta la longitud del drenaje.

En los ensayos realizados en laboratorio, el trazo de la línea de saturación comenzó a partir de la intersección del tirante aguas arriba con el talud, posteriormente cada 2.5 cm se determinaba la altura hasta que la línea logre interceptar el talud aguas abajo (presa sin drenaje) o el drenaje horizontal de longitud variable. Esto se pudo determinar con la ayuda del sistema de tinta.

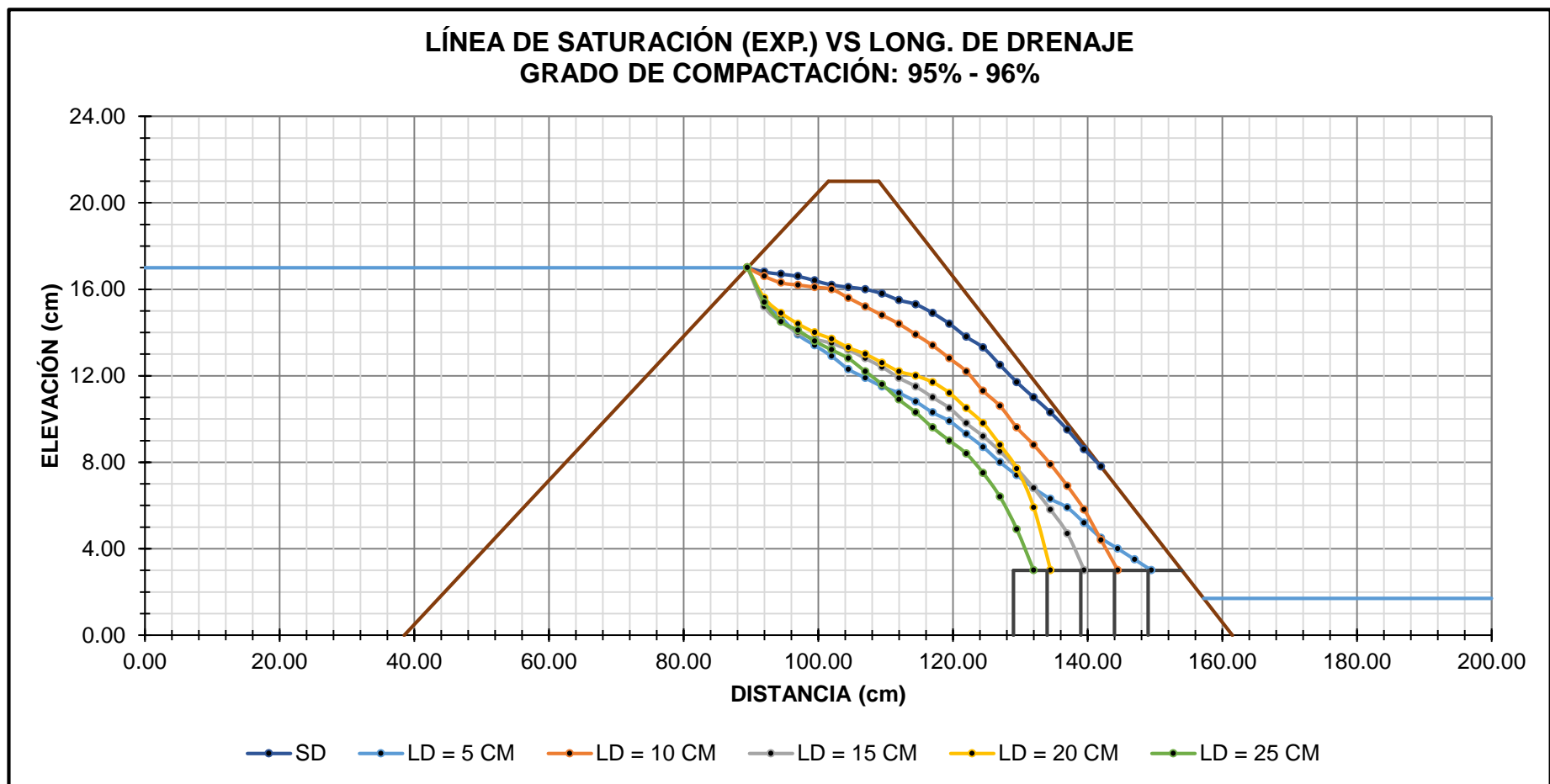
Las líneas de saturación resultantes de los datos recopilados, no marcan una trayectoria uniforme, razón por la cual fue necesario el empleo de líneas de tendencia que agrupen la mayor cantidad de datos experimentales posibles (esto se verifica con el  $R^2$ ).

Considerando lo mencionado en el párrafo anterior, se establecieron 3 criterios importantes para la correcta selección de la línea de tendencia:

- El nivel de aceptación de los datos debe ser mayor al 99% ( $R^2 > 0.99$ ). En caso de existir una o más alternativas, se elige la ecuación de menor grado.
- La línea de tendencia debe intersectar el tirante aguas arriba o mostrar una clara proyección de ella.
- La línea de tendencia debe definir correctamente el recorrido del agua.

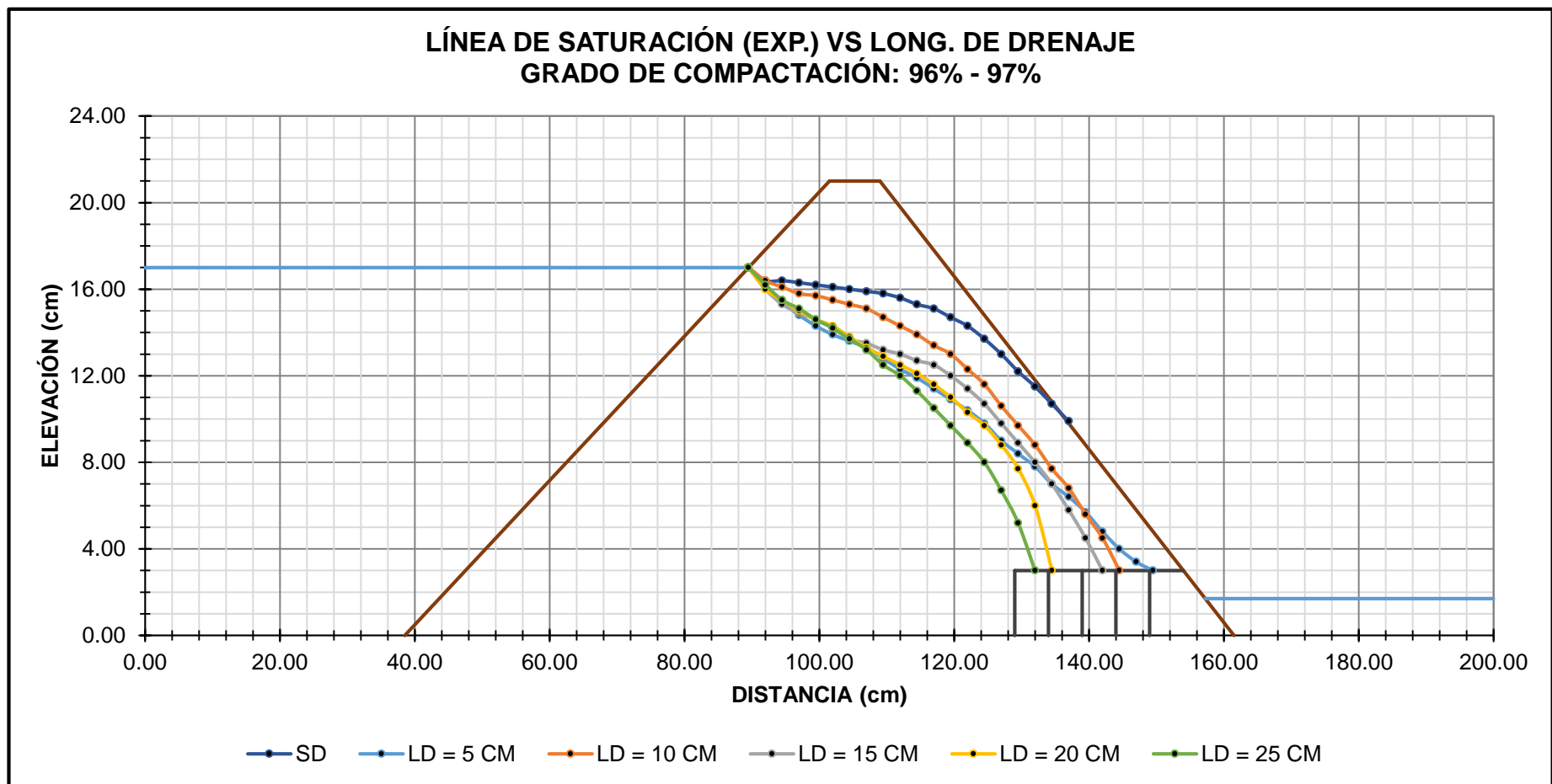
Las ecuaciones de la línea de tendencia que cumplen los requisitos mencionados, son del tipo lineal y/o polinómica (hasta 5to grado). Las ecuaciones exponenciales, logarítmicas y potenciales brindan  $R^2 < 0.85$ ; por lo tanto, se descartan rápidamente.

D.3.1.1. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / Datos recopilados

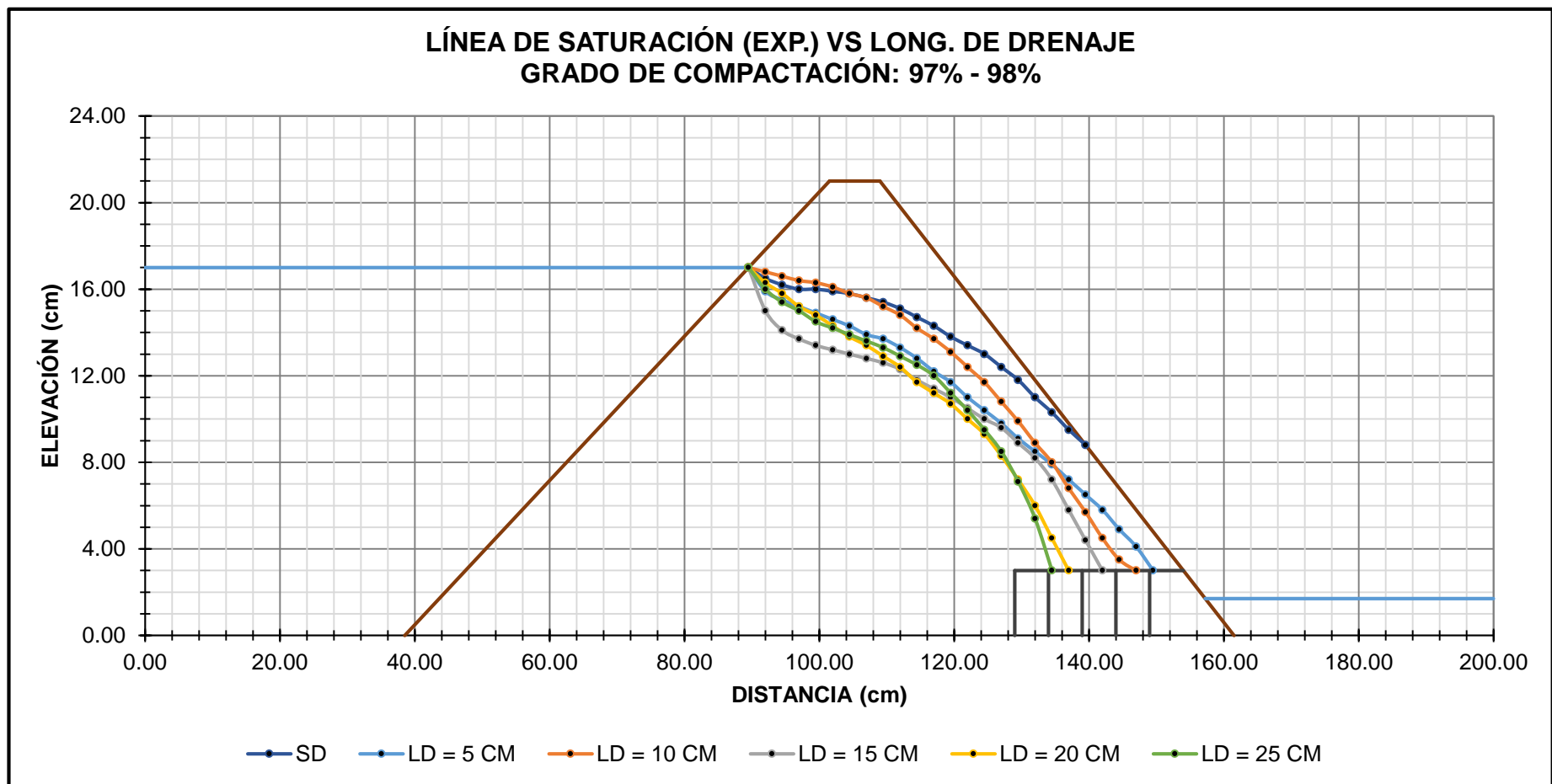


**Figura 278.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 95% - 96% / Datos recopilados.

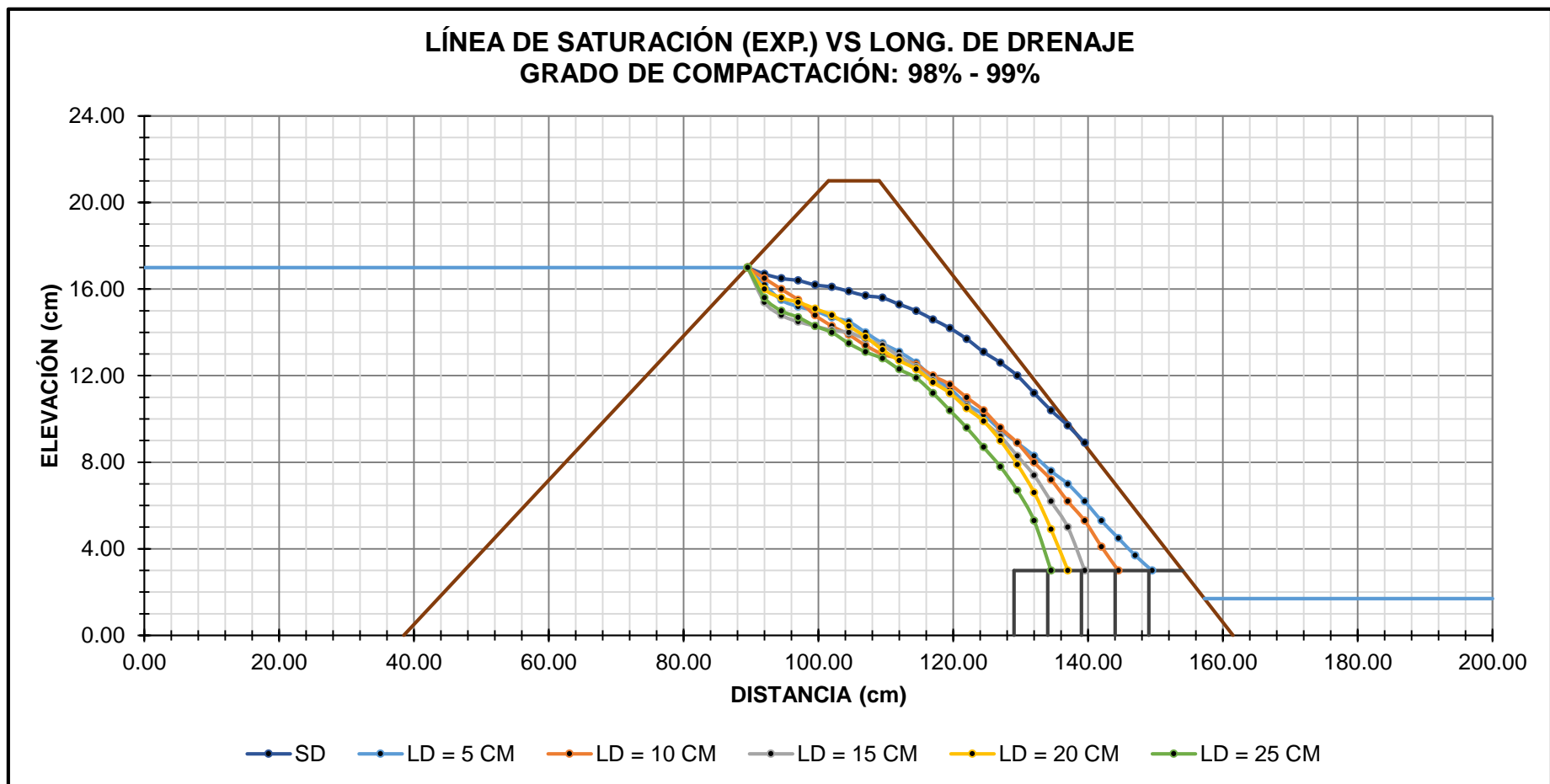
**Fuente:** Elaboración propia.



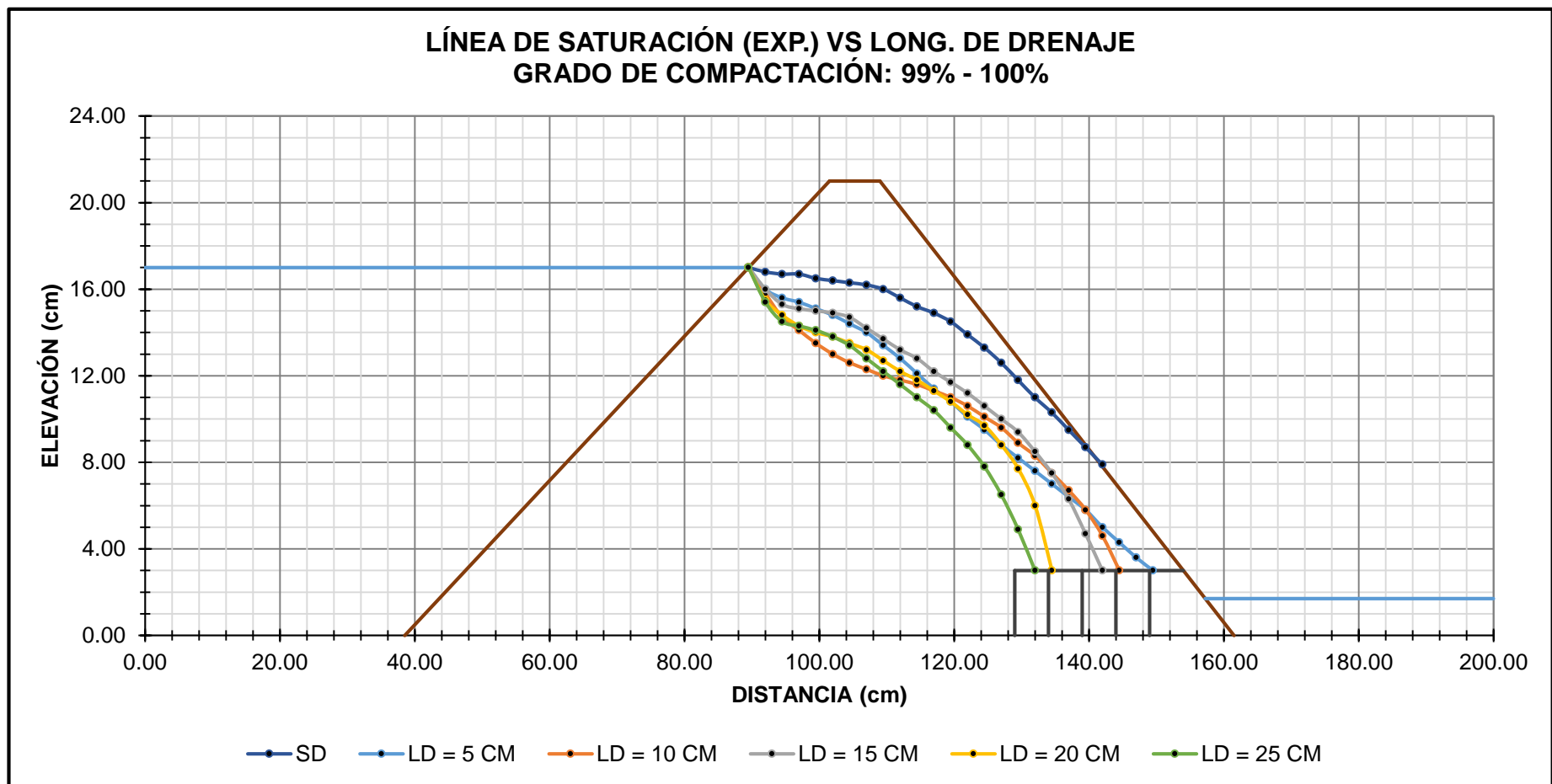
**Figura 279.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 96% - 97% / Datos recopilados.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 280.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 97% - 98% / Datos recopilados.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 281.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99% / Datos recopilados.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 282.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje / G.C: 98% - 99% / Datos recopilados.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### D.3.1.2. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / Línea de tendencia.

Las alturas obtenidas para el trazo de las líneas de saturación, tienen como punto de inicio la intersección del tirante aguas arriba con el talud. Esto indirectamente direcciona a la ecuación de Dupuit, quien no tenía en cuenta las condiciones de entrada ni salida. Si bien es cierto, el agua lleva al nivel máximo; esto no involucra que el fluido tenga que desplazarse desde la intersección antes mencionada, ya que al colocar la aguja del sistema de tinta en ese punto, estoy obligándola a pasar o iniciar su recorrido desde ahí.

**Tabla 71.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 95% - 96%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SD	95.83%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9996
LD = 5 CM	95.69%	LINEAL	0.9935
LD = 10 CM	95.52%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9994
LD = 15 CM	95.65%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9957
LD = 20 CM	95.38%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9955
LD = 25 CM	95.70%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9966

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 72.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 96% - 97%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SD	96.70%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9989
LD = 5 CM	96.37%	POLINÓM. (2DO GRADO)	0.9967
LD = 10 CM	96.87%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9995
LD = 15 CM	96.24%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9983
LD = 20 CM	96.09%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9934
LD = 25 CM	96.56%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9986

**Fuente:** Elaboración propia.



**Tabla 73.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 97% - 98%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SD	97.83%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9987
LD = 5 CM	97.87%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9979
LD = 10 CM	97.69%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9996
LD = 15 CM	97.23%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9934
LD = 20 CM	97.51%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9996
LD = 25 CM	97.38%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9992

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 74.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 98% - 99%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SD	98.50%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9998
LD = 5 CM	98.54%	POLINÓM. (2DO GRADO)	0.9984
LD = 10 CM	98.70%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9990
LD = 15 CM	98.44%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9949
LD = 20 CM	98.10%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9974
LD = 25 CM	98.37%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9975

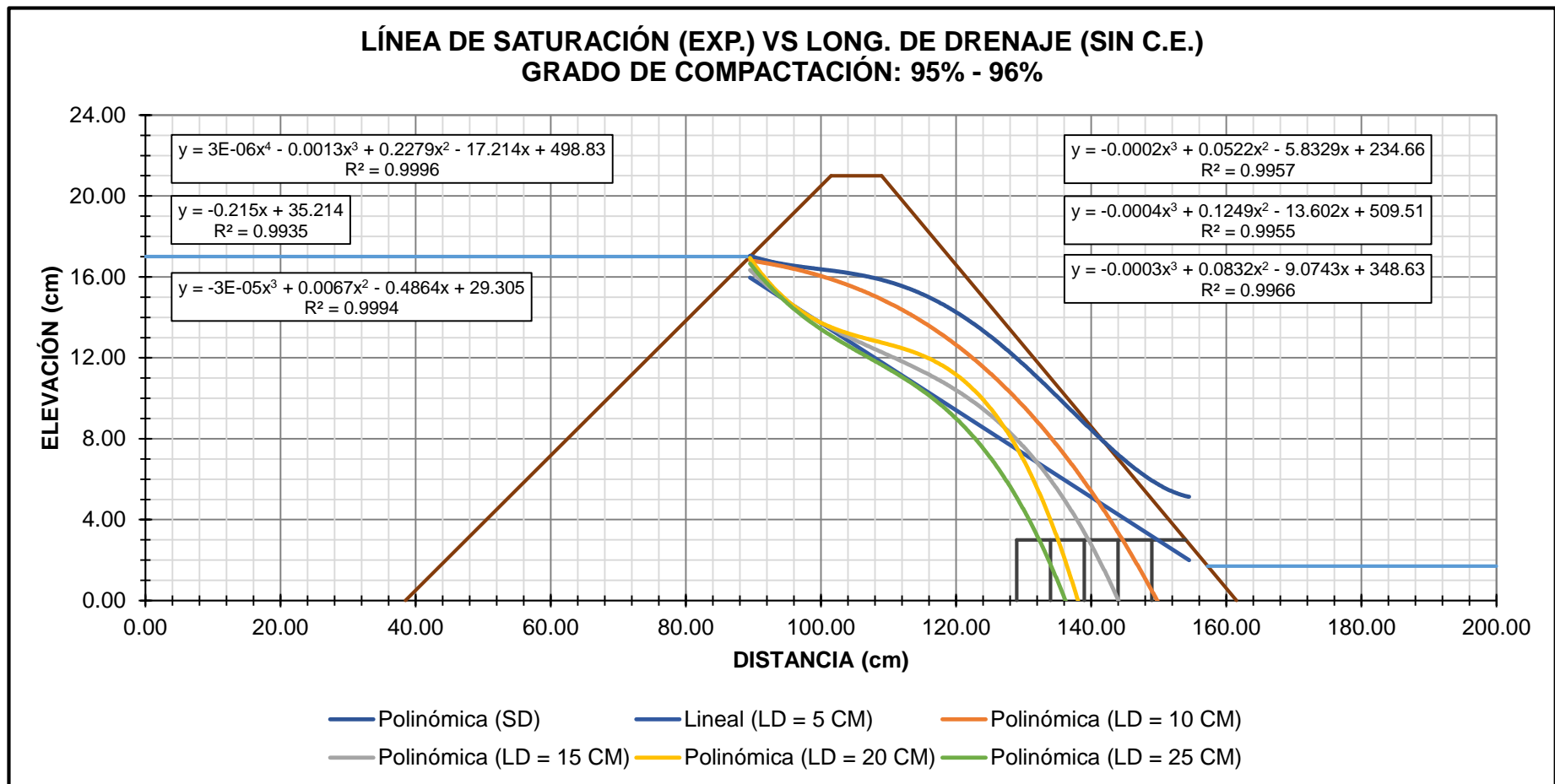
**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 75.**

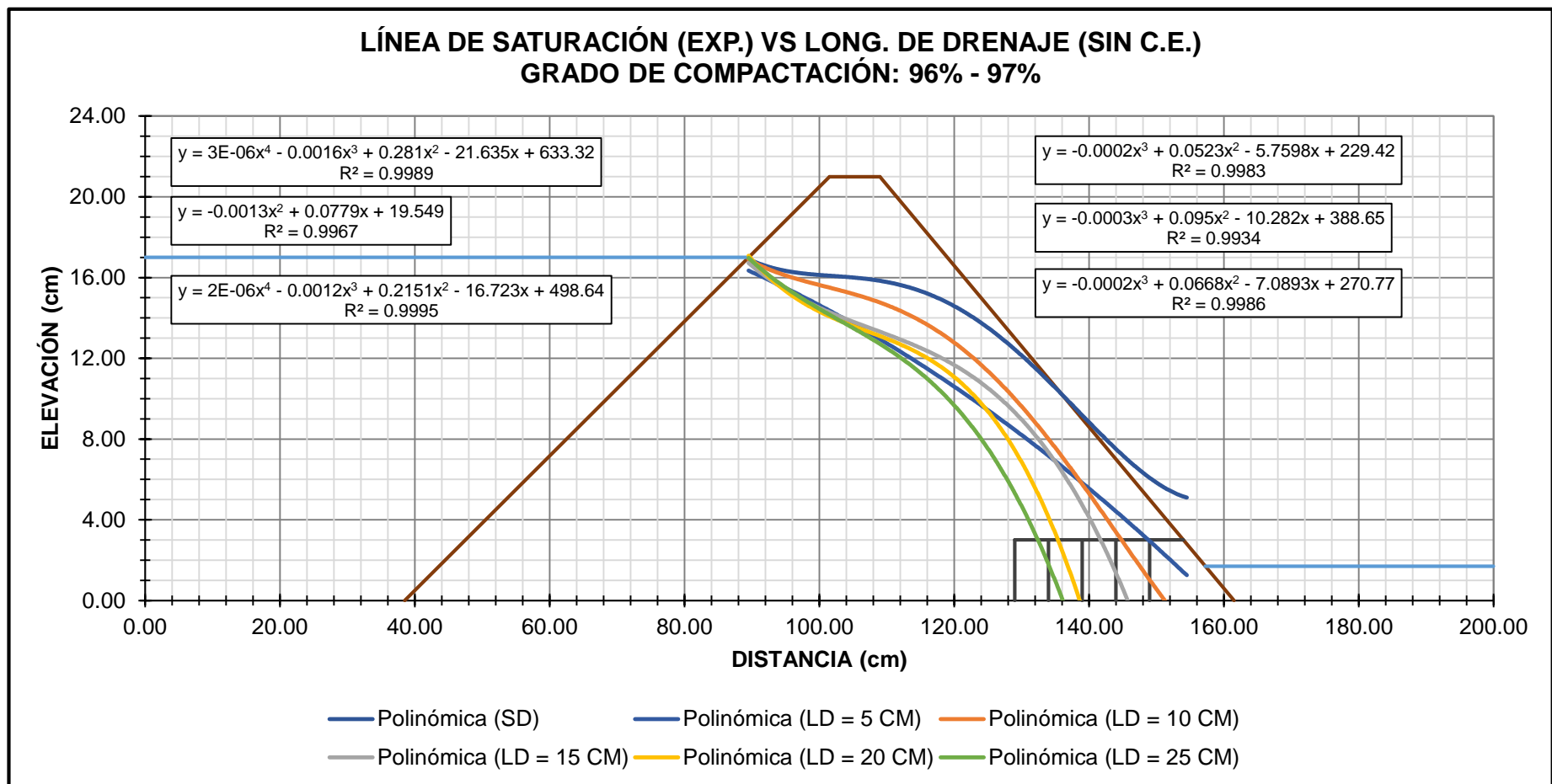
*Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin condición de entrada) / G.C: 99% - 100%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
SD	99.35%	POLINÓM. (4TO GRADO)	0.9997
LD = 5 CM	99.07%	POLINÓM. (2DO GRADO)	0.9976
LD = 10 CM	99.50%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9986
LD = 15 CM	99.39%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9963
LD = 20 CM	99.13%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9914
LD = 25 CM	99.22%	POLINÓM. (3ER GRADO)	0.9960

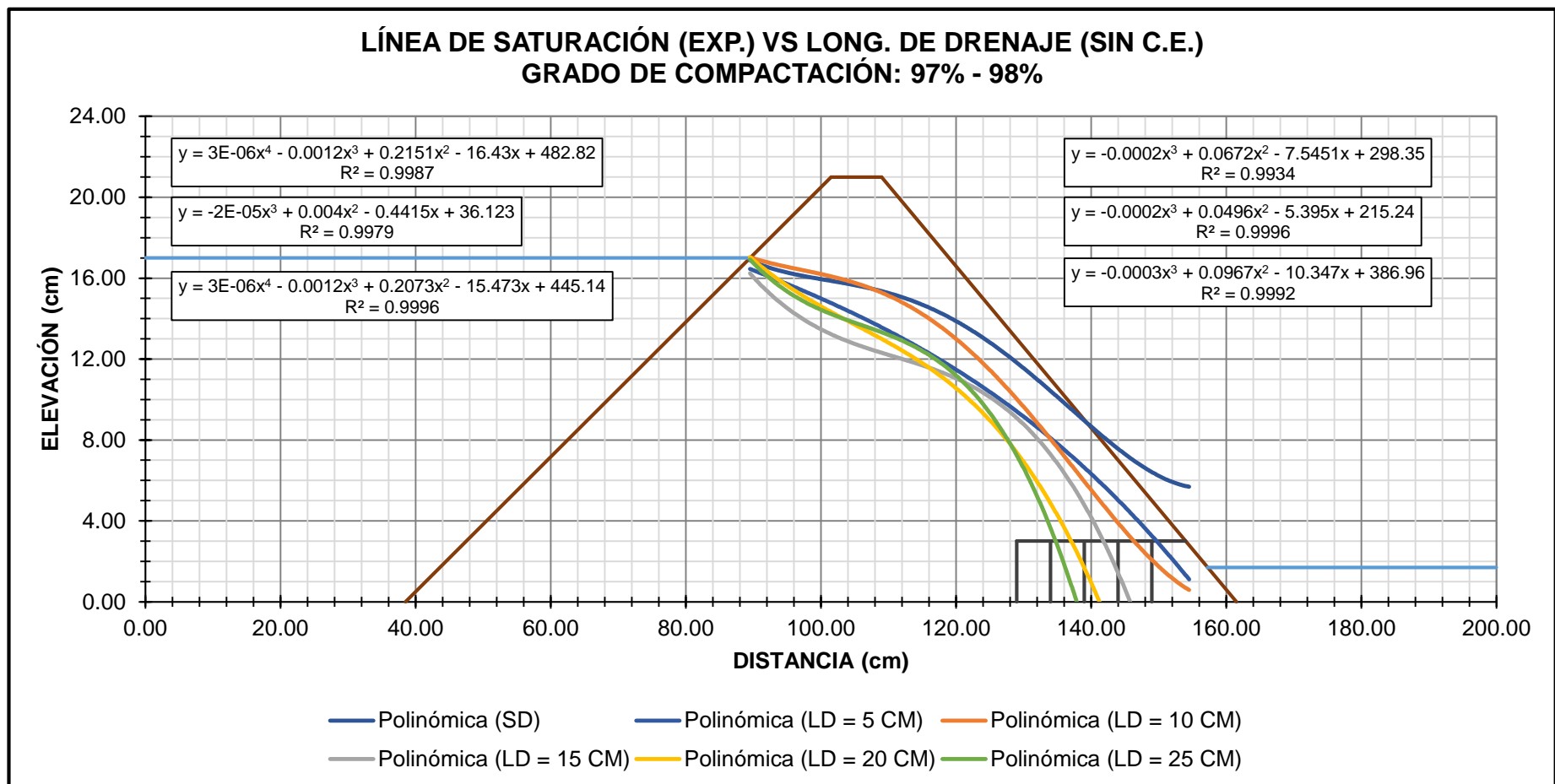
**Fuente:** Elaboración propia.



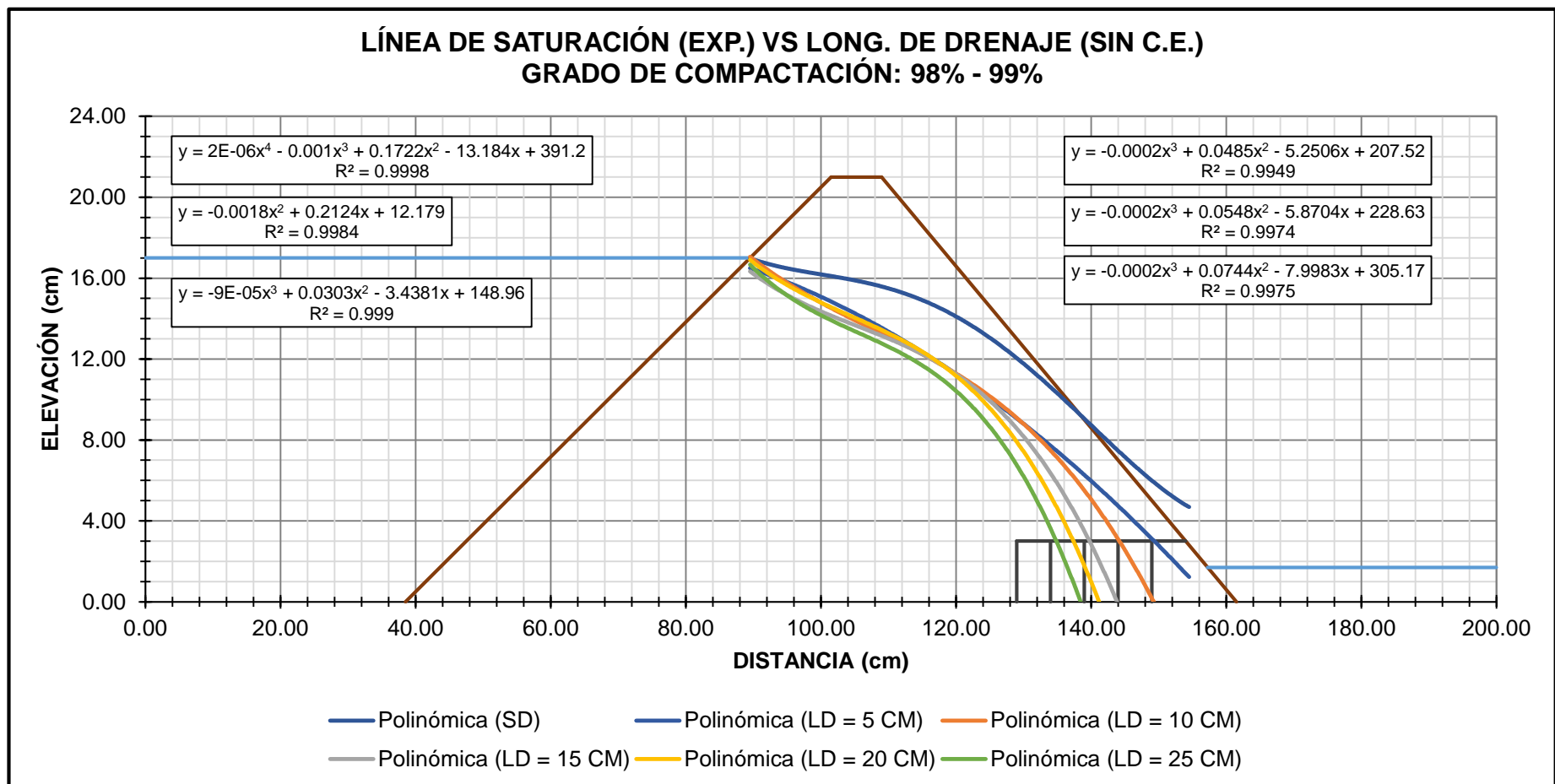
**Figura 283.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 95% - 96% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 284.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 96% - 97% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.

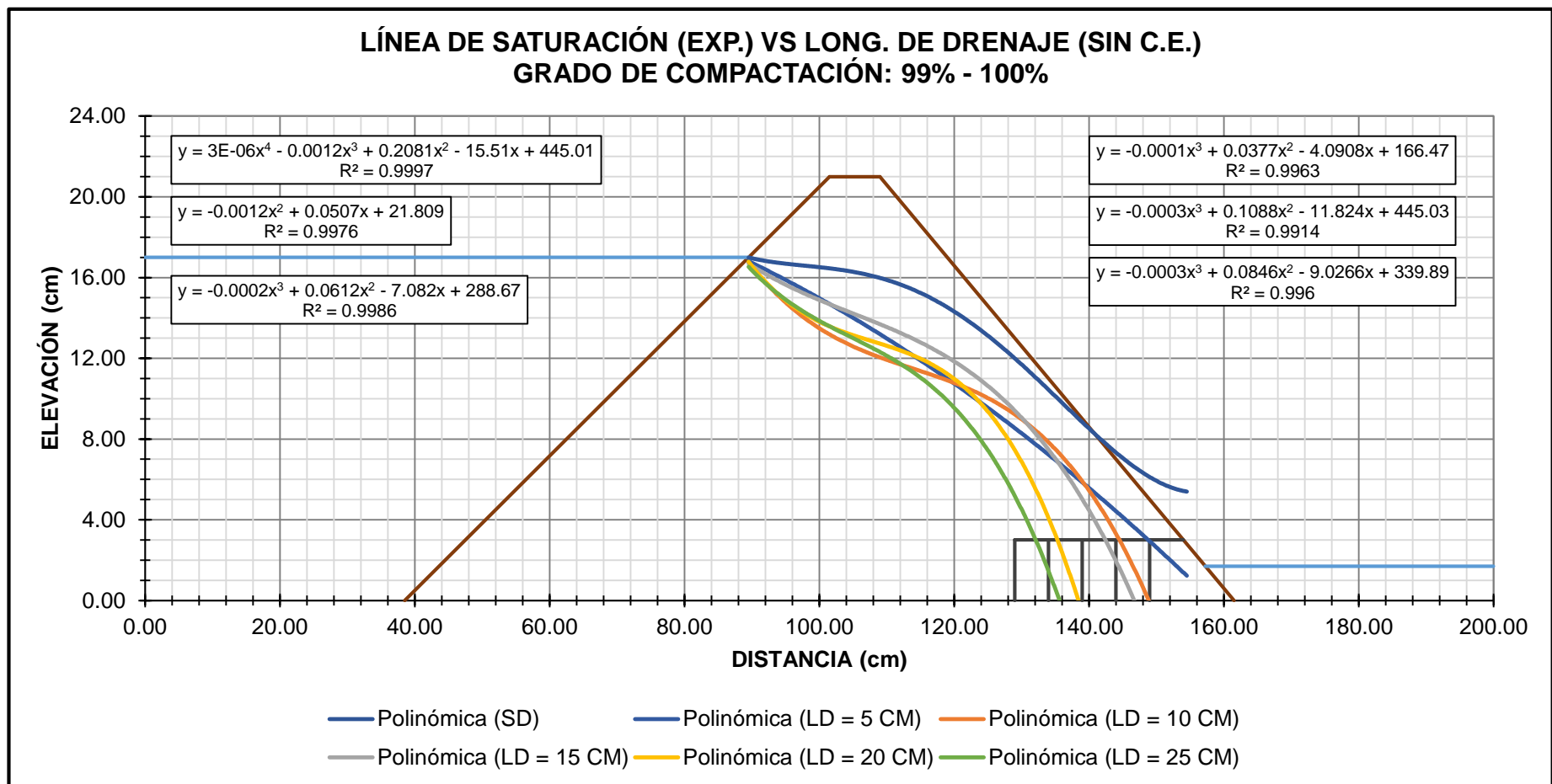


**Figura 285.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 97% - 98% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 286.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 98% - 99% / Línea de Tendencia.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 287.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Sin C.E) / G.C: 99% - 100% / Línea de Tendencia.

**Fuente:** Elaboración propia.

### **D.3.1.3. Líneas de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / Línea de tendencia.**

Después de Dupuit, autores como Casagrande y Kozeny plantearon sus fórmulas incorporando las condiciones de entrada y salida; para ellos el parámetro de entrada era equivalente a “0.30m”. Donde “m” representa la longitud del punto de inicio del talud aguas arriba hasta la proyección vertical de la intersección del tirante de agua con dicho talud.

A fin de comprobar cuál es el parámetro que define mejor la condición de entrada, el punto inicial (intersección tirante – talud) cambió su eje “x” por aquella coordenada ubicada a “0.05m”, “0.10m”, “0.15m”, “0.20m”, “0.25m” y “0.30m” de la intersección referida.

Después de seleccionar las ecuaciones que definen la línea de tendencia para cada condición de entrada (c.e.), se procedió a seleccionar la condición de entrada óptima, para ello se tuvo en consideración lo siguiente:

- Seleccionar la ecuación lineal o polinómica de menor grado.
- Una vez aplicado el criterio anterior, se procede a elegir aquella ecuación con mayor  $R^2$ . En caso de existir varias condiciones con el mismo valor, se elige la condición de entrada menor.

Luego de realizar el procedimiento descrito para los 30 ensayos modelados, se obtuvo lo siguiente: 21 ecuaciones pertenecen a la c.e. “0.05m”, 4 a la c.e. “0.10m”, 4 a la c.e. “0.15m” y 1 a la c.e. “0.20m”.

Por lo tanto, las ecuaciones que definen mejor la trayectoria de la línea de tendencia, pertenecen a la condición de entrada “0.05m” con un grado de aceptación del 70%. A continuación se presentan las ecuaciones de la condición de entrada “0.05m” en las Tablas 76, 77, 78, 79 y 80.

**Tabla 76.**

Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 95% - 96%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE TENDENCIA	R <sup>2</sup>
SD	95.83%	POL. (4TO GRADO)	$y = 2E-06x^4 - 0.001x^3 + 0.1712x^2 - 12.786x + 370.1$	0.9993
LD = 5 CM	95.69%	LINEAL	$y = -0.2132x + 34.974$	0.9958
LD = 10 CM	95.52%	POL. (3ER GRADO)	$y = -3E-05x^3 + 0.0065x^2 - 0.4535x + 27.903$	0.9995
LD = 15 CM	95.65%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0451x^2 - 4.9851x + 201.33$	0.9984
LD = 20 CM	95.38%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0003x^3 + 0.1015x^2 - 10.912x + 407.4$	0.9938
LD = 25 CM	95.70%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0635x^2 - 6.8394x + 264.38$	0.9978

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 77.**

Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 96% - 97%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE TENDENCIA	R <sup>2</sup>
SD	96.70%	POL. (4TO GRADO)	$y = 2E-06x^4 - 0.0011x^3 + 0.1962x^2 - 15.117x + 446.53$	0.9992
LD = 5 CM	96.37%	POL. (2DO GRADO)	$y = -0.0013x^2 + 0.0956x + 18.43$	0.9976
LD = 10 CM	96.87%	POL. (3ER GRADO)	$y = -5E-05x^3 + 0.0141x^2 - 1.3026x + 58.823$	0.9989
LD = 15 CM	96.24%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0451x^2 - 4.9036x + 195.7$	0.9988
LD = 20 CM	96.09%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.075x^2 - 7.9941x + 301.94$	0.9915
LD = 25 CM	96.56%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0498x^2 - 5.1549x + 198.17$	0.9981

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 78.**

Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 97% - 98%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE TENDENCIA	R <sup>2</sup>
SD	97.83%	POL. (4TO GRADO)	$y = 2E-06x^4 - 0.0009x^3 + 0.1606x^2 - 12.183x + 359.4$	0.9991
LD = 5 CM	97.87%	POL. (2DO GRADO)	$y = -0.002x^2 + 0.2714x + 8.3388$	0.9983
LD = 10 CM	97.69%	POL. (4TO GRADO)	$y = 2E-06x^4 - 0.001x^3 + 0.1699x^2 - 12.483x + 356.4$	0.9995
LD = 15 CM	97.23%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0598x^2 - 6.6582x + 263.14$	0.9973
LD = 20 CM	97.51%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0375x^2 - 3.9944x + 161.55$	0.9988
LD = 25 CM	97.38%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0003x^3 + 0.0798x^2 - 8.4104x + 313.41$	0.9986

Fuente: Elaboración propia.



**Tabla 79.**

Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 98% - 99%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE TENDENCIA	R <sup>2</sup>
SD	98.50%	POL. (4TO GRADO)	$y = 1E-06x^4 - 0.0007x^3 + 0.1143x^2 - 8.6967x + 261.67$	0.9997
LD = 5 CM	98.54%	POL. (2DO GRADO)	$y = -0.0019x^2 + 0.2258x + 11.33$	0.9989
LD = 10 CM	98.70%	POL. (3ER GRADO)	$y = -7E-05x^3 + 0.0235x^2 - 2.6132x + 116.33$	0.9983
LD = 15 CM	98.44%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0441x^2 - 4.726x + 186.72$	0.9971
LD = 20 CM	98.10%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0449x^2 - 4.7176x + 184.34$	0.9973
LD = 25 CM	98.37%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0618x^2 - 6.5477x + 249.81$	0.9985

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 80.**

Ecuaciones de la línea de tendencia para Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (Condición de entrada: 0.05m) / G.C: 99% - 100%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	ECUACIÓN DE LA LÍNEA DE TENDENCIA	R <sup>2</sup>
SD	99.35%	POL. (4TO GRADO)	$y = 2E-06x^4 - 0.001x^3 + 0.1721x^2 - 12.693x + 362.9$	0.9997
LD = 5 CM	99.07%	POL. (2DO GRADO)	$y = -0.0013x^2 + 0.0787x + 20.071$	0.9977
LD = 10 CM	99.50%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0511x^2 - 5.8601x + 240.17$	0.9986
LD = 15 CM	99.39%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0001x^3 + 0.0329x^2 - 3.518x + 143.83$	0.9969
LD = 20 CM	99.13%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0003x^3 + 0.0893x^2 - 9.5884x + 360.02$	0.9915
LD = 25 CM	99.22%	POL. (3ER GRADO)	$y = -0.0002x^3 + 0.0702x^2 - 7.386x + 277.79$	0.9980

**Fuente:** Elaboración propia.

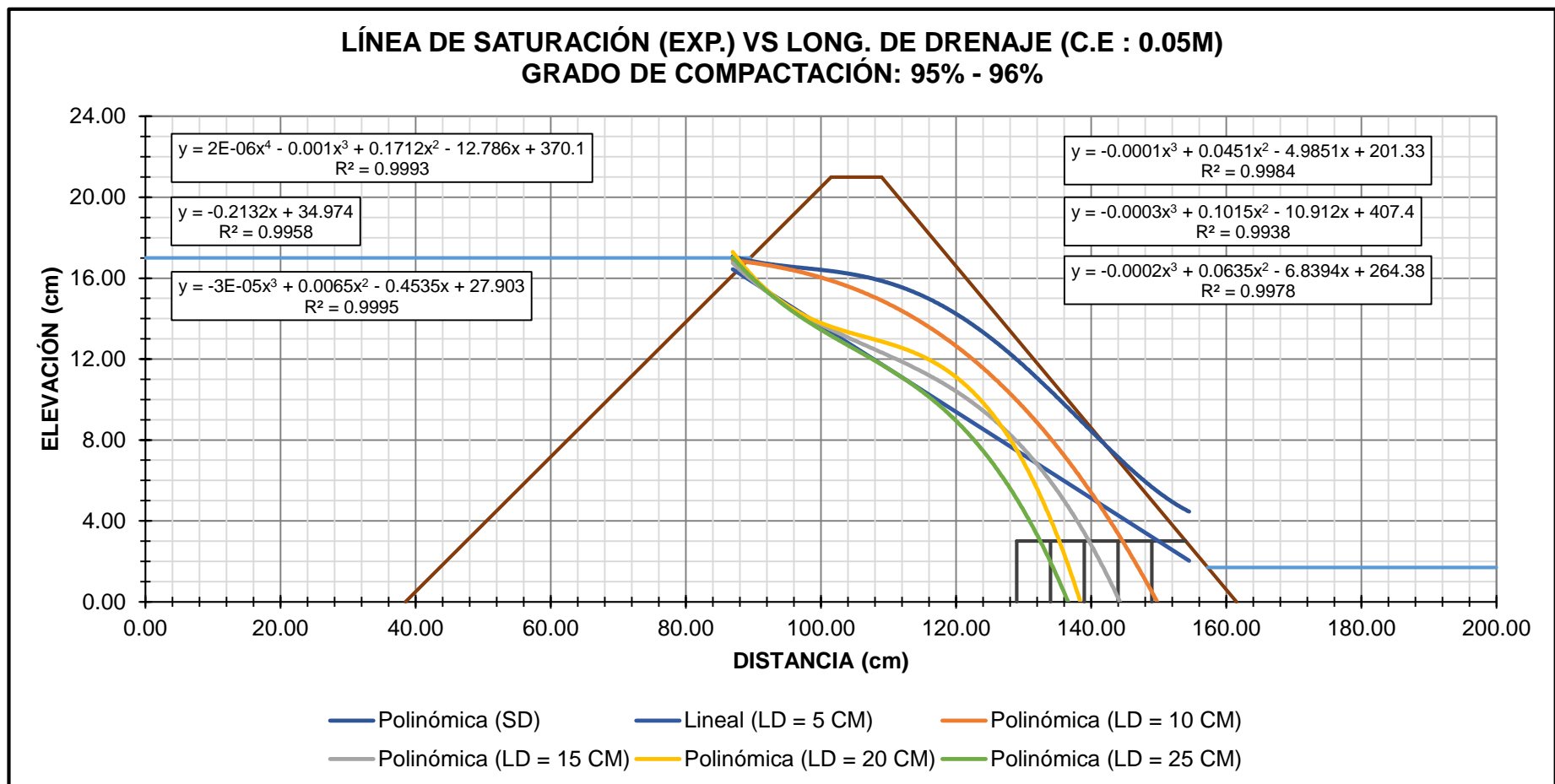
De las tablas presentadas, se puede decir que el tipo de ecuación que define a cada longitud de drenaje es:

**Tabla 81.**

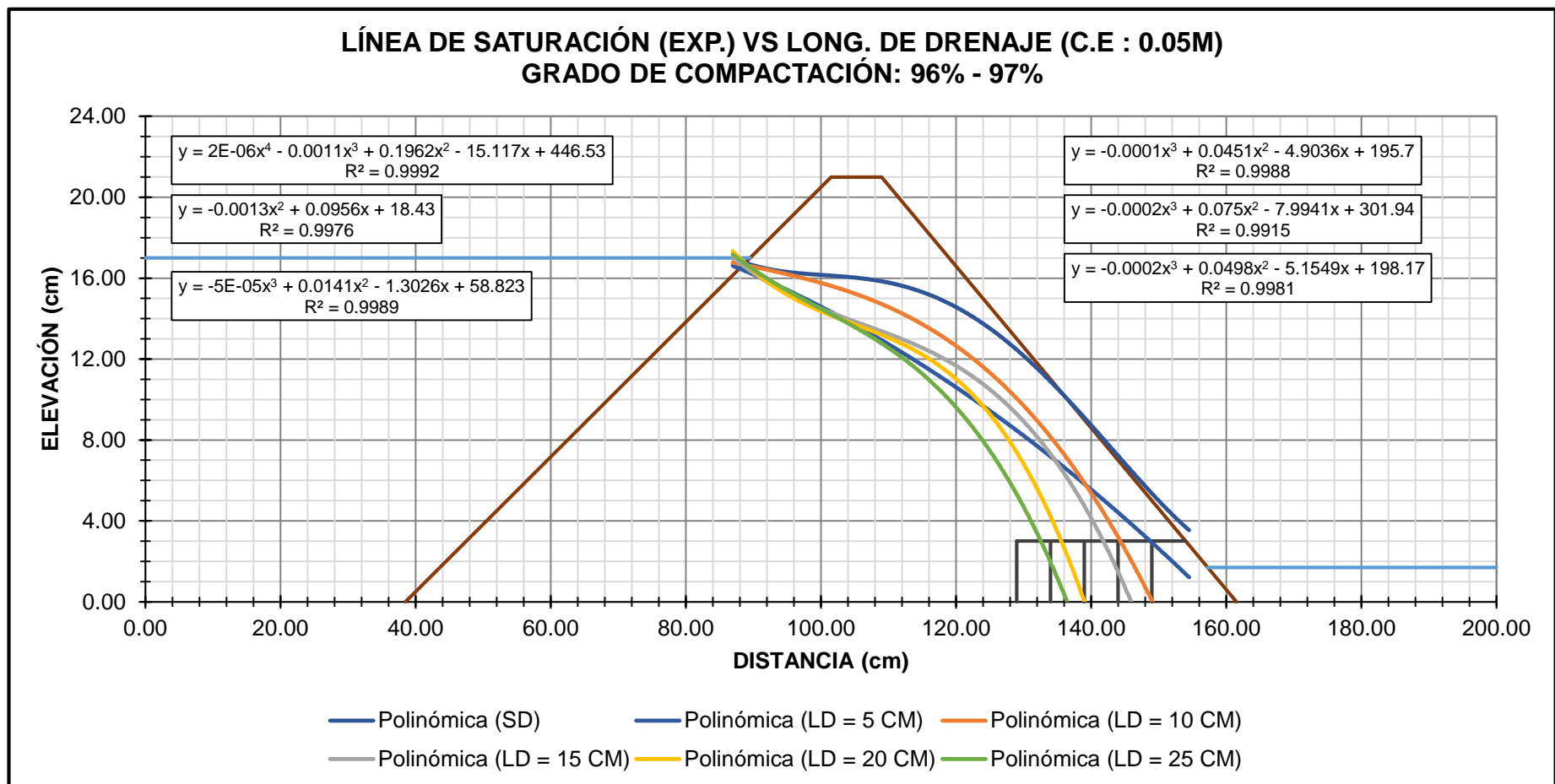
Tipo de ecuaciones que definen la Línea de saturación (Exp.) para cada Longitud de drenaje, considerando una Condición de entrada: 0.05m.

LONG. DE DRENAJE	TIPO DE ECUACIÓN
SD	POLINÓMICA (4TO GRADO)
LD = 5 CM	POLINÓMICA (2DO GRADO)
LD = 10 CM	POLINÓMICA (3ER GRADO)
LD = 15 CM	POLINÓMICA (3ER GRADO)
LD = 20 CM	POLINÓMICA (3ER GRADO)
LD = 25 CM	POLINÓMICA (3ER GRADO)

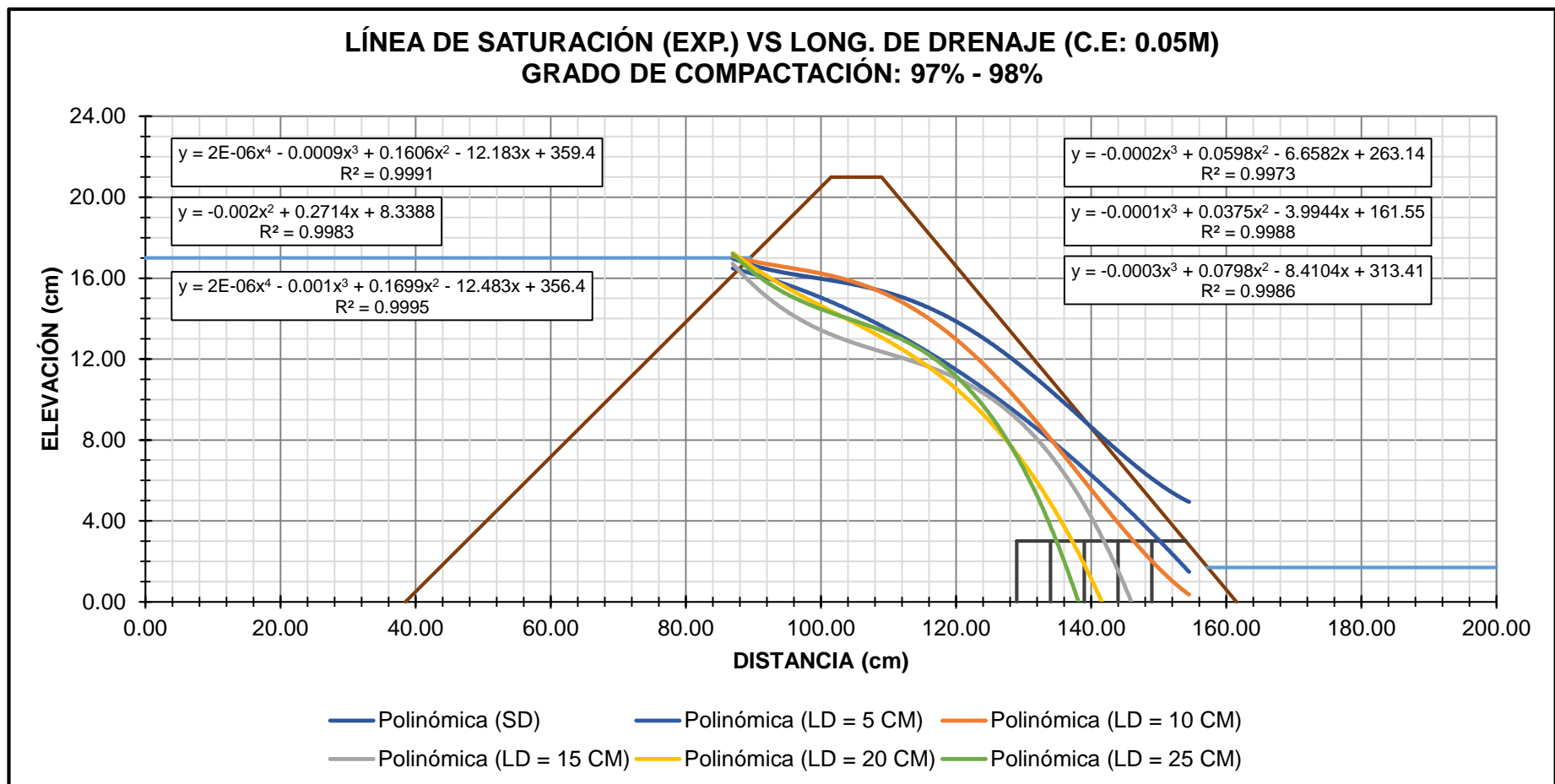
**Fuente:** Elaboración propia.



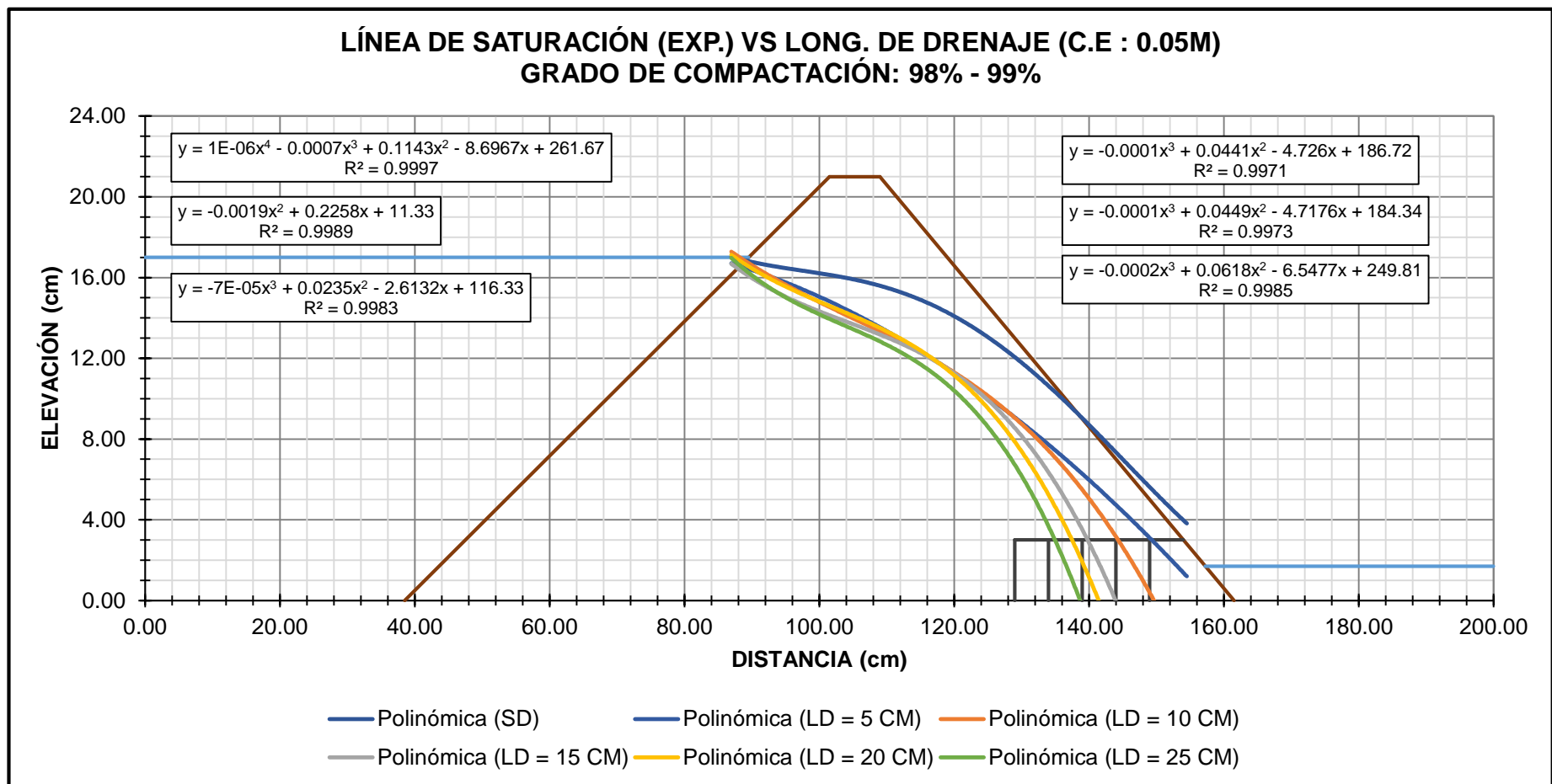
**Figura 288.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 95% - 96% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



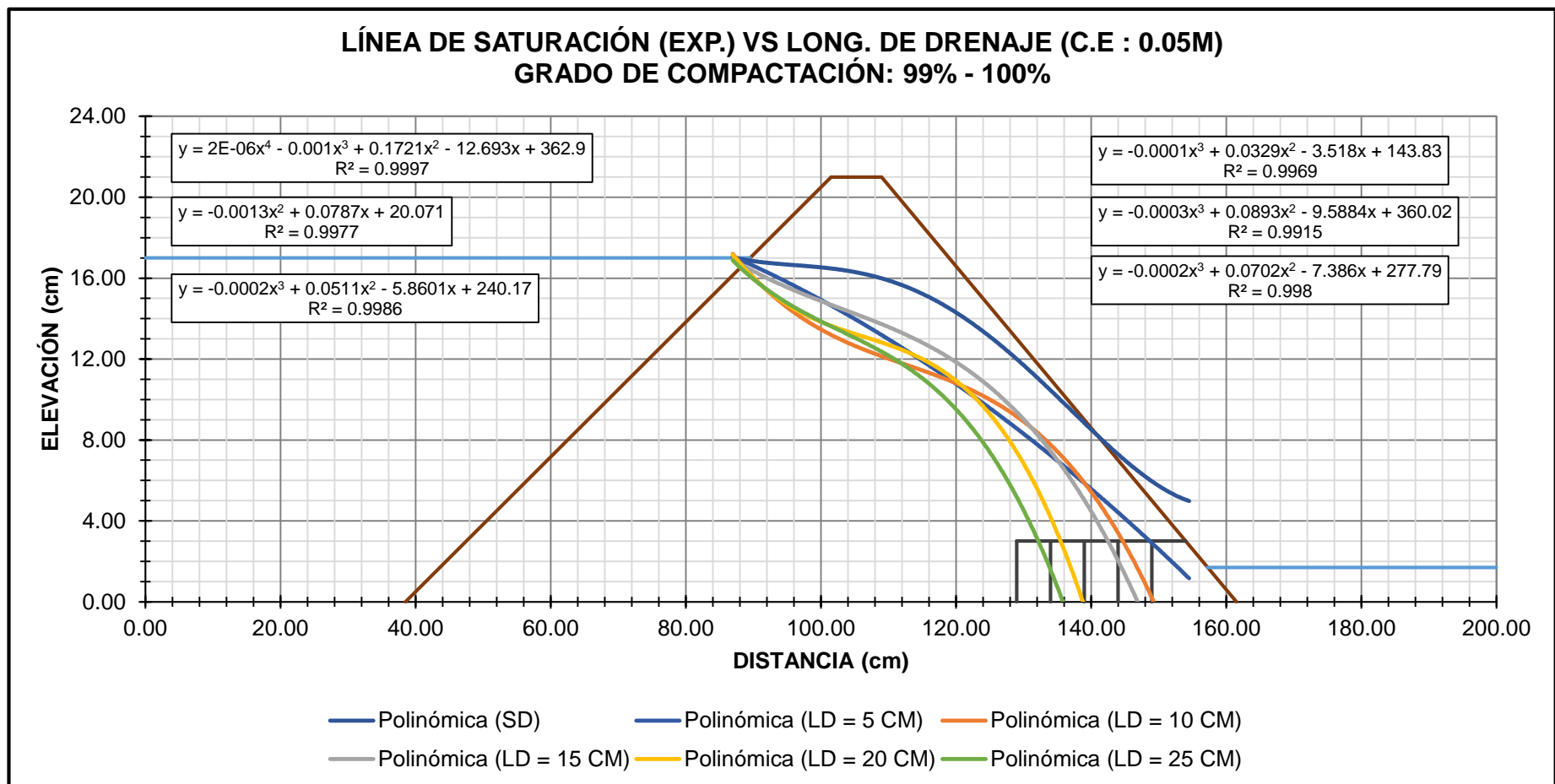
**Figura 289.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 96% - 97% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 290.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 97% - 98% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 291.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 98% - 99% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 292.** Línea de saturación (Exp.) vs Longitud de drenaje (C.E: 0.05m) / G.C: 99% - 100% / Línea de Tendencia.  
**Fuente:** Elaboración propia.

Las líneas de saturación en su trayecto final intersectan con el talud aguas abajo o con el drenaje horizontal. Los ejes de dichos puntos de intersección (determinados según las gráficas) se presentan en las Tablas 82, 83, 84, 85 y 86.

**Tabla 82.**

*Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 95% - 96%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	COND. SALIDA EJES INTERS.	
			X	Y
SD	95.83%	POLINÓM. (4TO GRADO)	142.00	7.80
LD = 5 CM	95.69%	LINEAL	150.00	3.00
LD = 10 CM	95.52%	POLINÓM. (3ER GRADO)	144.70	3.00
LD = 15 CM	95.65%	POLINÓM. (3ER GRADO)	139.70	3.00
LD = 20 CM	95.38%	POLINÓM. (3ER GRADO)	135.30	3.00
LD = 25 CM	95.70%	POLINÓM. (3ER GRADO)	132.50	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 83.**

*Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 96% - 97%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	COND. SALIDA EJES INTERS.	
			X	Y
SD	96.70%	POLINÓM. (4TO GRADO)	135.30	10.50
LD = 5 CM	96.37%	POLINÓM. (2DO GRADO)	149.00	2.80
LD = 10 CM	96.87%	POLINÓM. (3ER GRADO)	144.30	3.00
LD = 15 CM	96.24%	POLINÓM. (3ER GRADO)	141.80	3.00
LD = 20 CM	96.09%	POLINÓM. (3ER GRADO)	135.60	3.00
LD = 25 CM	96.56%	POLINÓM. (3ER GRADO)	132.80	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 84.**

*Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 97% - 98%.*

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	COND. SALIDA EJES INTERS.	
			X	Y
SD	97.83%	POLINÓM. (4TO GRADO)	139.30	8.80
LD = 5 CM	97.87%	POLINÓM. (2DO GRADO)	150.20	3.00
LD = 10 CM	97.69%	POLINÓM. (4TO GRADO)	146.30	3.00
LD = 15 CM	97.23%	POLINÓM. (3ER GRADO)	142.00	3.00
LD = 20 CM	97.51%	POLINÓM. (3ER GRADO)	137.30	3.00
LD = 25 CM	97.38%	POLINÓM. (3ER GRADO)	135.00	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 85.**

Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 98% - 99%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	COND. SALIDA EJES INTERS.	
			X	Y
SD	98.50%	POLINÓM. (4TO GRADO)	138.00	9.30
LD = 5 CM	98.54%	POLINÓM. (2DO GRADO)	149.10	3.00
LD = 10 CM	98.70%	POLINÓM. (3ER GRADO)	144.20	3.00
LD = 15 CM	98.44%	POLINÓM. (3ER GRADO)	139.80	3.00
LD = 20 CM	98.10%	POLINÓM. (3ER GRADO)	137.50	3.00
LD = 25 CM	98.37%	POLINÓM. (3ER GRADO)	135.00	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 86.**

Coordenadas de la condición de salida, para la línea de tendencia experimental / G.C: 99% - 100%.

LONG. DE DRENAJE	GRADO DE COMPACT.	TIPO DE ECUACIÓN	COND. SALIDA EJES INTERS.	
			X	Y
SD	99.35%	POLINÓM. (4TO GRADO)	141.00	8.30
LD = 5 CM	99.07%	POLINÓM. (2DO GRADO)	149.00	2.80
LD = 10 CM	99.50%	POLINÓM. (3ER GRADO)	144.80	3.00
LD = 15 CM	99.39%	POLINÓM. (3ER GRADO)	142.70	3.00
LD = 20 CM	99.13%	POLINÓM. (3ER GRADO)	135.70	3.00
LD = 25 CM	99.22%	POLINÓM. (3ER GRADO)	132.10	3.00

**Fuente:** Elaboración propia.

## E. Comparación de los resultados teóricos (fórmulas, software) con los obtenidos en laboratorio

### E.1. Comparativa de caudales de infiltración

Una vez conocidos los caudales de infiltración para cada sección transversal de presa con drenaje horizontal, se procede a representarlos gráficamente.



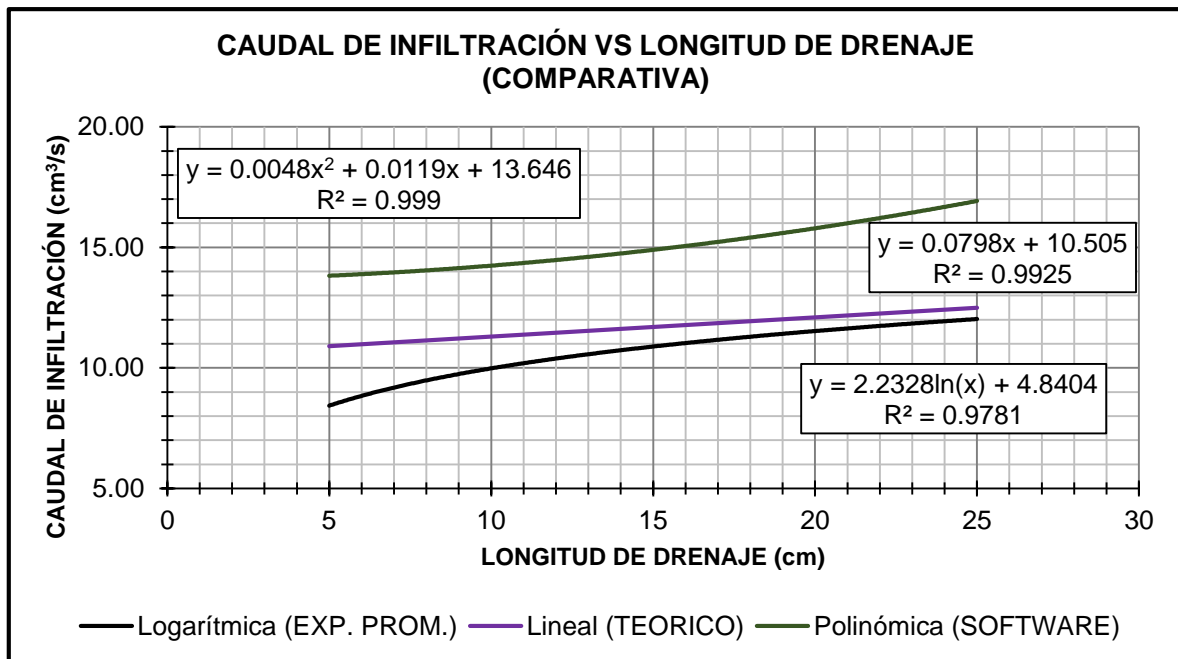
**Tabla 87.**

Resumen – Caudales de infiltración (Exp. Promedio, Teórico y Software).

LONGITUD DE DRENAJE	CAUDAL DE INFILTRACIÓN (cm <sup>3</sup> /s)		
	EXPERIM. PROMEDIO	TEÓRICO (FÓRMULA)	SOFTWARE (SEEP/W)
SIN DRENAJE	7.14	10.64	12.37
LD = 5CM	8.44	10.96	13.81
LD = 10CM	9.78	11.28	14.26
LD = 15CM	11.23	11.64	14.93
LD = 20CM	11.53	12.07	15.73
LD = 25CM	11.88	12.56	16.95

**Fuente:** Elaboración propia.

Los resultados teóricos (fórmulas) poseen una mayor aproximación con los datos experimentales del modelamiento hidráulico. Los mayores caudales de infiltración son aquellos proporcionados por el software Seep/W.



**Figura 293.** Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Comparativa).

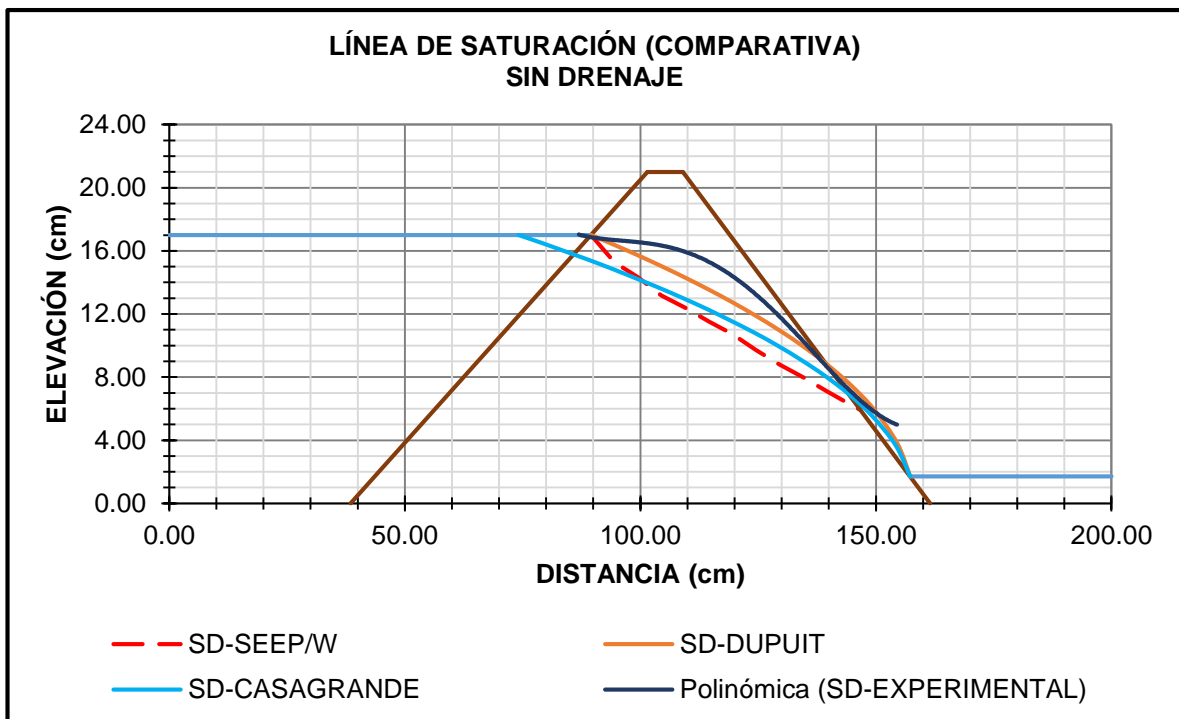
**Fuente:** Elaboración propia.

## E.2. Comparativa de la línea de saturación

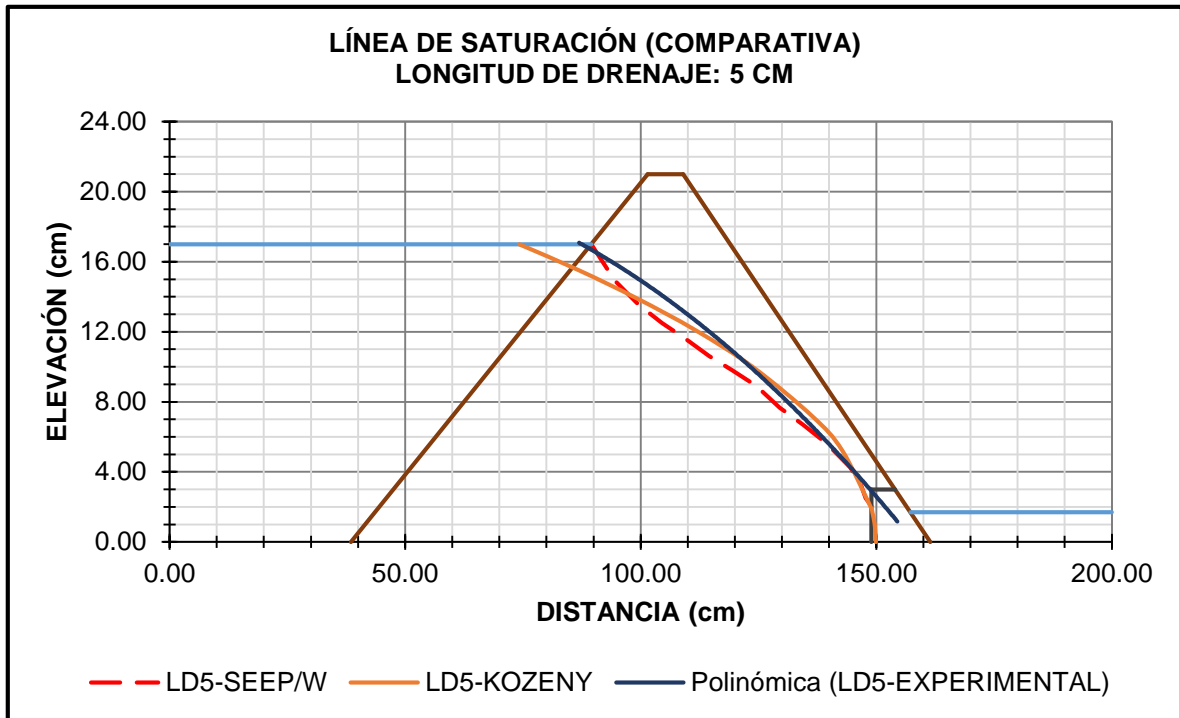
Las líneas de saturación experimentales muestran ligeros cambios para una misma longitud de drenaje con respecto a sus diferentes grados de compactación alcanzados.

En su condición de salida, las líneas experimentales muestran mayor desplazamiento horizontal en el punto de intersección con el drenaje horizontal, a comparación del obtenido por fórmulas teóricas y software (Seep/W). Una posible causa de lo mencionado anteriormente, puede ser el ingreso de ciertas partículas finas del cuerpo de la presa en el drenaje.

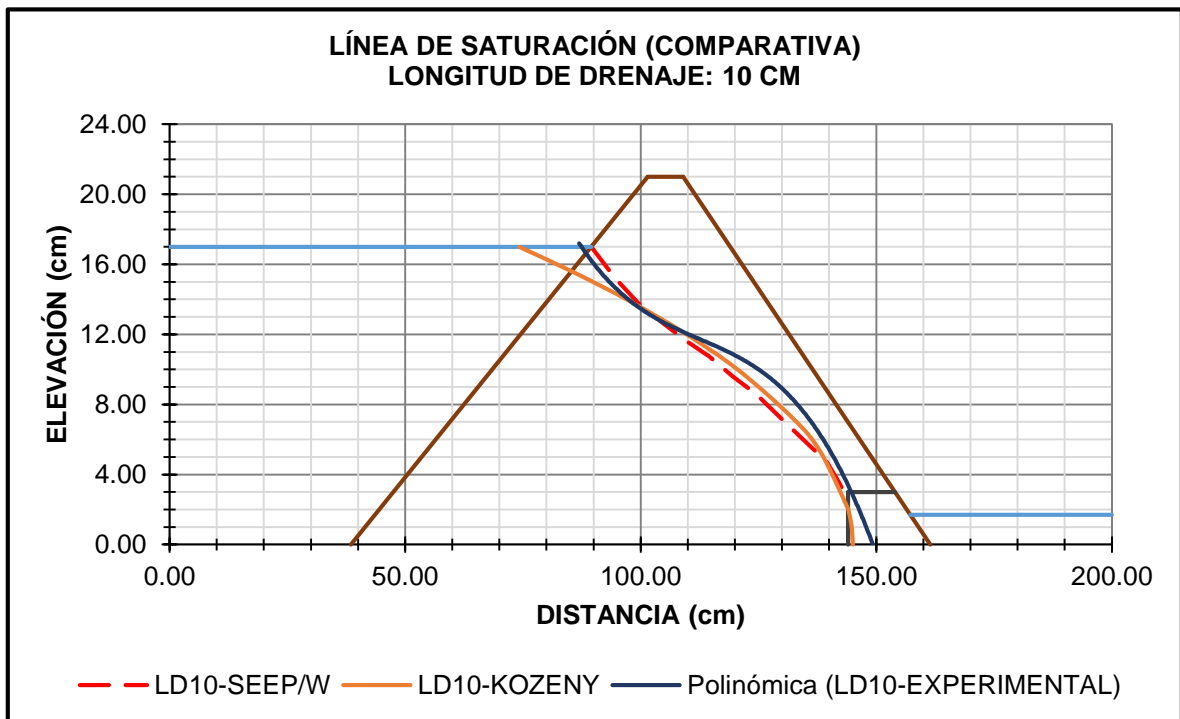
Las líneas de saturación graficadas para la comparativa, corresponden al mayor grado de compactación experimental (99%-100%), formulas teóricas y software. Esto se debe, a que dichos casos representan las condiciones más óptimas del proceso constructivo.



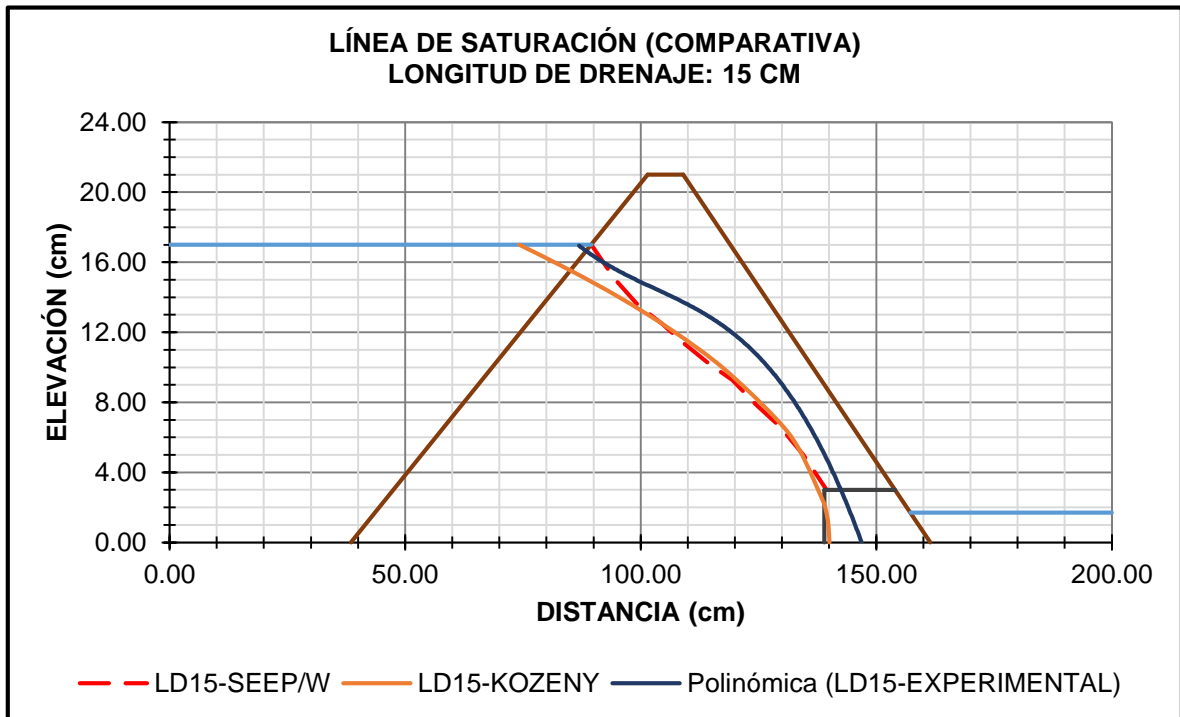
**Figura 294.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa sin drenaje.  
**Fuente:** Elaboración propia.



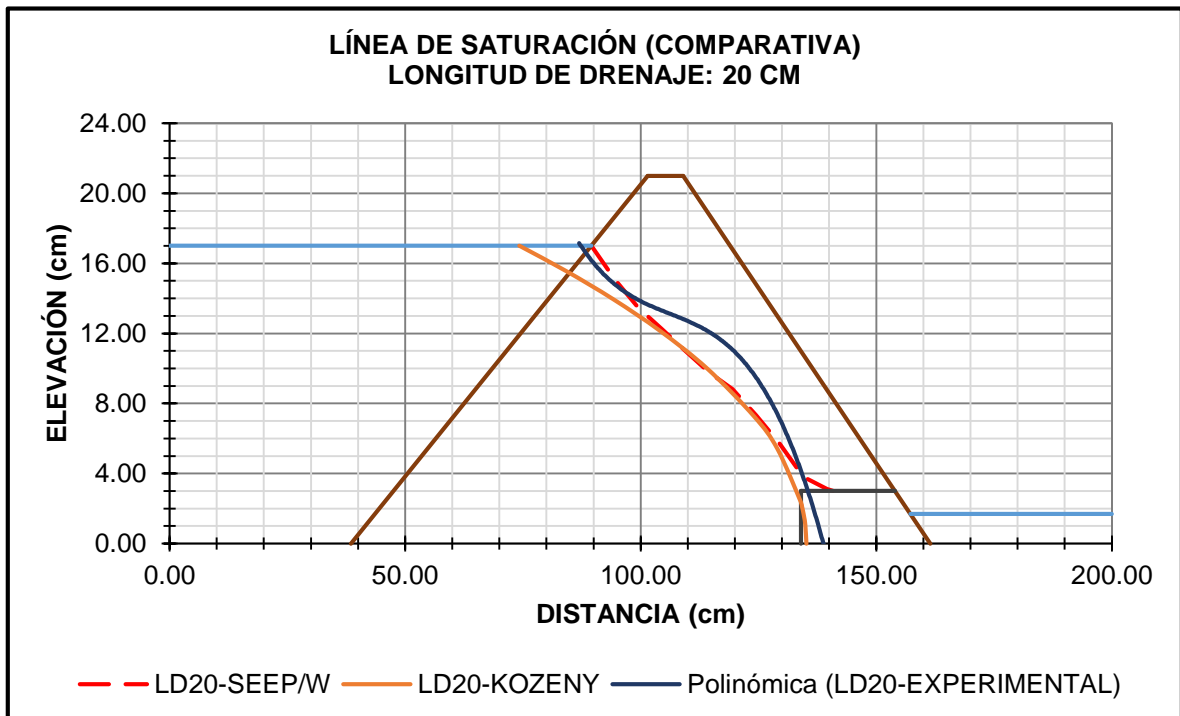
**Figura 295.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 5 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



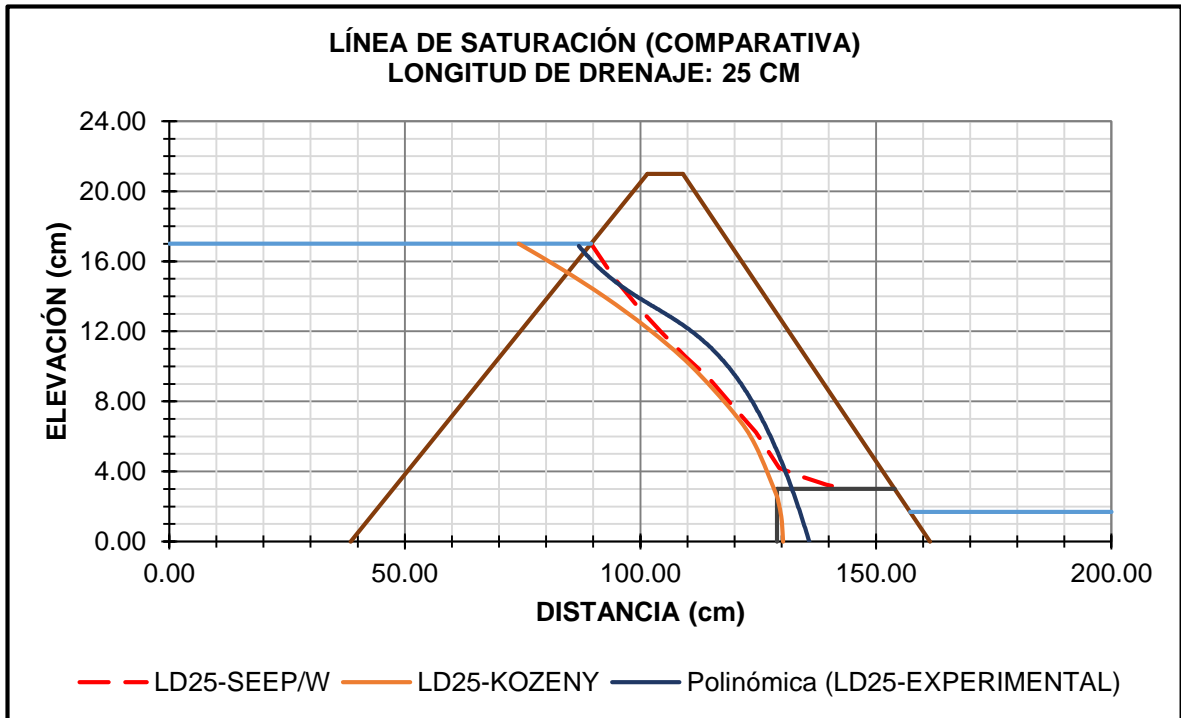
**Figura 296.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 10 cm  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 297.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 15 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 298.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 20 cm  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 299.** Línea de saturación (Comparativa) / Presa LD = 25 cm.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### E.3. Comparativa de los desplazamientos.

Los desplazamientos (totales, horizontales y verticales) obtenidos con el software Plaxis, se encuentran en un rango de 1.00 a 2.00 m en el prototipo (real), lo cual se apreciaría como 1.00 a 2.00 cm en el modelamiento físico bidimensional. Sin embargo, en los 30 ensayos llevados a cabo en el Laboratorio de Hidráulica USS, no se apreciaron desplazamientos de ningún tipo en la sección transversal de presa estudiada.

Los valores arrojados por el software (Plaxis), representan los desplazamientos críticos a presentarse en la sección analizada; mas no implica que deban apreciarse obligatoriamente durante el modelamiento físico.

## **CAPÍTULO V**

### **PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN**

## 5.1. Coeficientes de corrección (Teórico / Software)

Debido a la variación existente en los caudales de infiltración para las longitudes de drenaje horizontal comprendidas entre 5 y 25 metros; se ha creído conveniente adoptar un coeficiente de corrección para las fórmulas teóricas y software tomando como base los datos experimentales. Esto se justifica en la utilización mayoritaria de las primeras ante los modelamientos físicos.

El coeficiente adoptado para las fórmulas teóricas es de 1.10; esto simboliza una amplificación del valor obtenido por las mismas. Dicho coeficiente fue elegido por la proximidad existente con los resultados experimentales y la adopción de cierto grado de seguridad para su diseño y posterior ejecución.

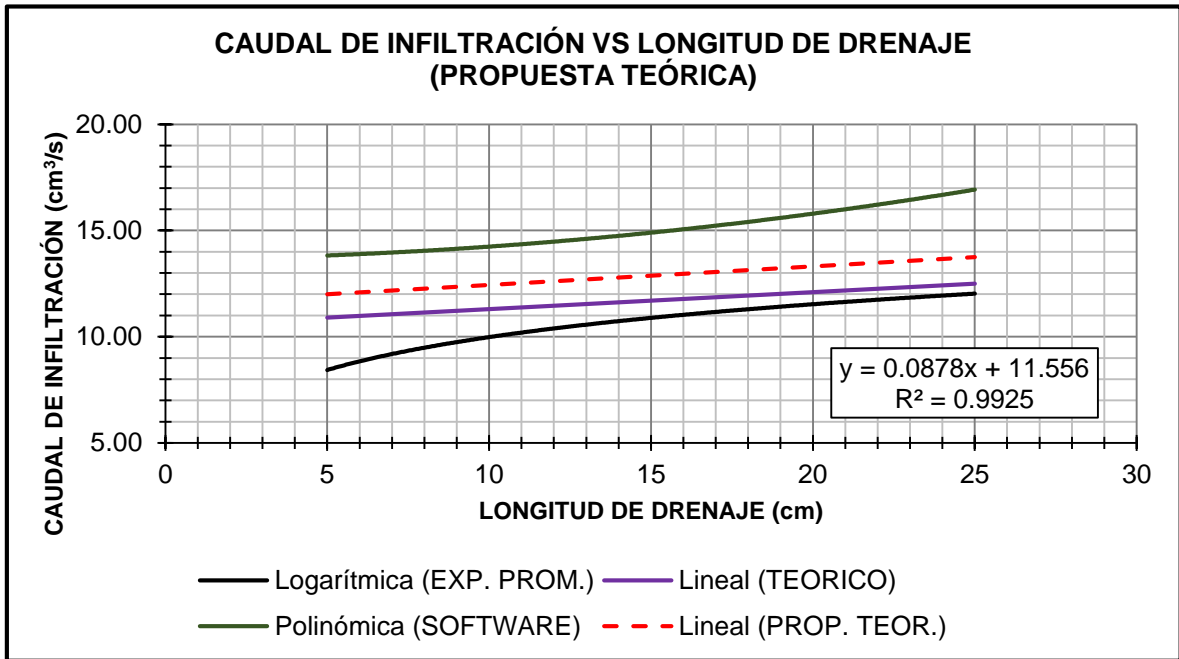
El coeficiente adoptado para el Seep/W es de 0.85; esto simboliza una reducción del resultado obtenido por el mismo. Este coeficiente fue elegido por los valores conservadores arrojados por el software con respecto a los experimentales y evitando el sobredimensionamiento del sistema de drenaje (a fin de prevenir costos excesivos e innecesarios).

Los valores afectados por el coeficiente de corrección (teórico, software), muestran un porcentaje de variación de +/- 4% entre ellos.

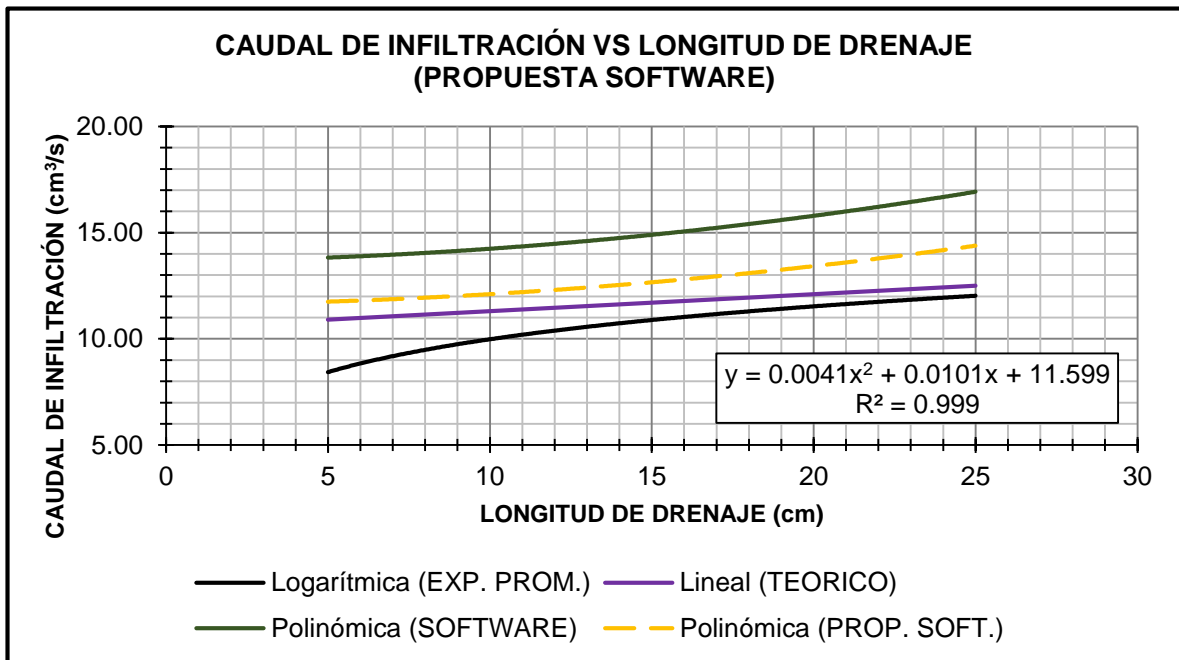
**Tabla 88.**  
*Resumen – Caudales de infiltración (Propuesta: Teórica / Software).*

LONGITUD DE DRENAJE	CAUDAL DE INFILTRACIÓN				
	EXPERIM. PROMEDIO	TEÓRICO	PROP. TEÓRICA (F: 1.10)	SOFTWARE (SEEP/W)	PROP. SOFTWARE (F: 0.85)
5	8.44	10.96	12.06	13.81	11.74
10	9.78	11.28	12.41	14.26	12.12
15	11.23	11.64	12.80	14.93	12.69
20	11.53	12.07	13.28	15.73	13.37
25	11.88	12.56	13.82	16.95	14.41

**Fuente:** Elaboración propia.

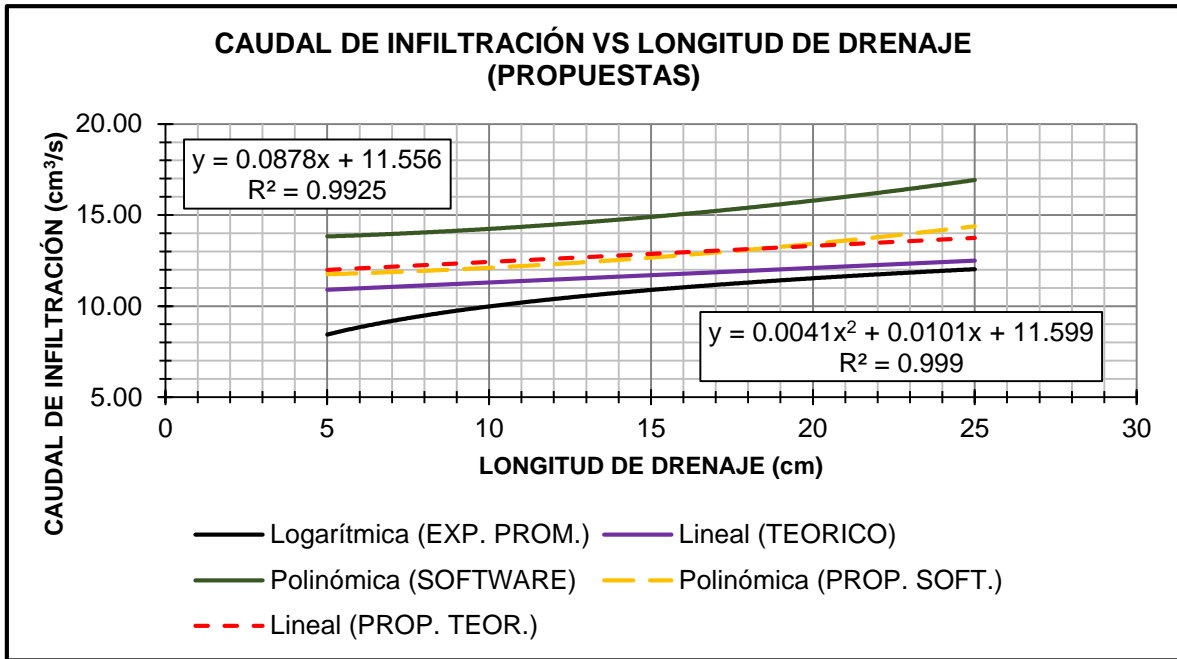


**Figura 300.** Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Propuesta teórica).  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 301.** Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Propuesta Software).  
**Fuente:** Elaboración propia.





**Figura 302.** Caudal de infiltración vs Longitud de drenaje (Comparativa de propuestas).  
**Fuente:** Elaboración propia.

Una forma complementaria de obtener los caudales de infiltración de diseño, puede ser mediante la aplicación de las ecuaciones que se muestran en la Tabla 89.

**Tabla 89.**

*Ecuaciones de la línea de tendencia para el Caudal de infiltración (Propuesta: Teórica / Software) vs Longitud de drenaje.*

PROPUESTAS	ECUACIÓN	R <sup>2</sup>
PROP. TEÓRICA	$y = 0.0878x + 11.556$	0.9925
PROP. SOFTWARE	$y = 0.0041x^2 + 0.0101x + 11.599$	0.9990

**Fuente:** Elaboración propia.

## **CAPÍTULO VI**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 6.1. Conclusiones

- A. La influencia de la longitud de diseño del sistema de drenaje tipo horizontal, radica en un aumento de la estabilidad de taludes y caudales de infiltración; asimismo, la reducción de las lecturas piezométricas y línea de saturación. Lo mencionado, fue constatado en el modelamiento físico – bidimensional desarrollado para una presa de material homogéneo no cohesivo y compactado.
  
- B. Los suelos granulares, procedentes de las canteras La Victoria y Tres Tomas fueron sometidos a un proceso de tamizado y lavado antes de determinar sus propiedades. Finalizados los ensayos, se logró apreciar que a mayor presencia de finos, las muestras aumentan su contenido de humedad (natural y saturado), peso específico, peso unitario (suelto y compactado), máxima densidad seca, cohesión interna y coeficiente de Poisson; y paralelamente disminuyen su porcentaje de absorción, coeficiente de permeabilidad, ángulo de fricción y módulo de elasticidad (propriadamente dicho y edométrico).
  
- C. La sección transversal de la presa predimensionada bajo los parámetros otorgados por el Manual de la Bureau of Reclamation, tuvo las siguientes características: altura de 21.00 m, ancho de corona de 7.50 m, en la sección aguas arriba el talud es de 1/3.0 y tirante de 17.00 m, mientras que aguas abajo el talud es de 1/2.5 y tirante de 1.70 m. Por otra parte, el drenaje horizontal posee una altura de 3.00 m y longitud variable (5, 10, 15, 20 y 25 m). Según lo anterior, la presa se clasifica como “Grande” por superar los 15.00 m, y de “Material Homogéneo” por presentar una misma muestra de suelo en un porcentaje que oscila entre 93.71% a 98.08% (> 50.00 %) con respecto a la totalidad del cuerpo de presa con presencia de drenaje horizontal.

- D.** Los principios teóricos y/o software utilizados para verificar la estabilidad de taludes, flujo de agua y desplazamientos, proporcionaron resultados para la sección transversal de presa en su dimensión real. Con respecto a la estabilidad de taludes, los software (Slide y Slope/W) proporcionaron resultados superiores al mínimo factor de seguridad establecido (1.50) para presas con drenaje horizontal. En el flujo de agua, los caudales de infiltración obtenidos por fórmulas y software (los cuales son más elevados) resultan ser directamente proporcionales a la longitud de diseño del drenaje horizontal. Finalmente, los desplazamientos evaluados por el software Plaxis se encuentran entre 1.00 a 2.00 m.
- E.** La sección de presa modelada en el Equipo de Drenaje, otorgó: caudal de infiltración, lectura piezométrica y trazo de línea de saturación; todas ellas considerando el grado de compactación alcanzado en cada ensayo. El caudal de infiltración es inversamente proporcional al grado de compactación y directamente proporcional a la longitud de drenaje horizontal. Las lecturas piezométricas son inversamente proporcionales con la longitud de drenaje y el grado de compactación. Por último, el trazo de la línea de saturación según los datos recopilados en cada punto de control, define una mejor trayectoria de la línea de tendencia con una condición de entrada de "0.05m" (Grado de aceptación: 70%).
- F.** Los caudales de infiltración teóricos (fórmulas) poseen una mayor aproximación con los datos experimentales del modelamiento hidráulico, mientras que los mayores son aquellos proporcionados por el software (Seep/W). Con respecto a las líneas de saturación experimentales, se aprecian ligeros cambios para una misma longitud de drenaje (a diferentes grados de compactación) y un mayor desplazamiento horizontal en el punto de intersección con el drenaje, a comparación de lo obtenido por las fórmulas teóricas y el software (Seep/W); siendo la probable causa de lo mencionado, el ingreso de ciertas partículas finas del cuerpo de la presa en el drenaje.

- G.** Los coeficientes de corrección para las fórmulas teóricas y software se basan en los datos experimentales, justificándose en el empleo mayoritario de los mismos frente a los modelos físicos utilizados para el diseño de este tipo de estructuras hidráulicas. Por tal motivo, el coeficiente adoptado para las fórmulas teóricas es de 1.10 y para el Seep/W es de 0.85; a fin de brindar cierta brecha de seguridad sin caer en el sobredimensionamiento del sistema de drenaje (traducido en costos excesivos e innecesarios). Los valores afectados por el coeficiente de corrección (teórico, software), muestran un porcentaje de variación de +/- 4% entre ellos.

## **6.2. Recomendaciones**

Según lo obtenido en la presente investigación, se recomienda:

- a.** Realizar ensayos de mecánica de suelos a las muestras (permeables e impermeables) provenientes de otras canteras naturales de la región Lambayeque.
- b.** Predimensionar secciones transversales de presa, incorporando elementos como: núcleo impermeable, cortina de enrocado, dentellón, transiciones u otros.
- c.** Verificar el comportamiento sísmico y la influencia del oleaje en la sección transversal de la presa.
- d.** Realizar el modelamiento físico bidimensional para presas con diversas alturas, taludes, anchos de corona y sistemas de drenaje.
- e.** Comparar la variación de la presión de poro en las presas de tierra, frente a diferentes condiciones de trabajo (construcción, embalse lleno, vaciado rápido) y tirantes de agua.
- f.** Utilizar los coeficientes de corrección (Teórico: 1.10; Software: 0.85) en presas de material homogéneo con alturas comprendidas entre 19 a 25 metros. Asimismo, estas estructuras deben poseer un sistema de drenaje horizontal con longitudes de 5 a 25 metros.

## REFERENCIAS

- Armfield (2015). *Tanque de drenaje e infiltración*. Recuperado de: <http://discoverarmfield.com/es/products/view/s1/deposito-de-drenaje-e-infiltracion>.
- Arriola, G., y Bejarano, L. (2013). *Estudio de los Métodos de Análisis Basados en la Superposición de Componentes de Socavación para Pilares Complejos aplicados al Puente Reque*. Tesis (Titulación). Chiclayo, Perú, Universidad Señor de Sipán.
- Autoridad Nacional del Agua (2010). *Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. (Manual). Lima.
- Briones, J. (2009). *Presa Limón – Olmos análisis de filtración - riesgos e incertidumbre*. (Autoría propia). Recuperado desde: <https://ingenieriahidraulica.files.wordpress.com/2011/06/presa-limon-olmos-analisis-de-filtracion-riesgos-e-incertidumbres.pdf>.
- Cánovas, E. (2014). *Tratado básico de presas*. (7ª edición). Madrid: Garceta. Consultado en: <http://lecturascomplementarias.com/descargar-tratado-basico-de-presas/>.
- Carrillo, A. (2016). *Accidentes y fallas en presas de relave*. Geotécnica de los suelos peruanos. Consultado en: [http://www.acingenieros.com/descargas/pdfs/Articulo\\_03\\_Parte\\_03.pdf](http://www.acingenieros.com/descargas/pdfs/Articulo_03_Parte_03.pdf).
- Chacón, A. & Andino, J. (2014). *Análisis comparativo en la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico entre las pantallas contra filtración y la geomembrana en presas de tierra homogénea*. (Tesis de titulación).

Universidad Nacional de Cuenca. Recuperado desde:  
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/5602/1/tesis.pdf.pdf>.

Chalán, A. & Guevara, K. (2014). *Evaluación y análisis de la estabilidad de la presa Garrapón del centro poblado Garrapón – Ascope - La Libertad*. (Tesis de titulación). Universidad Privada Antenor Orrego. Recuperado desde:  
<http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/632>.

Confirman lluvias por fenómeno del niño. Diario El Correo, Lambayeque, (22 de Febrero del 2016). Recuperado de  
<http://diariocorreo.pe/edicion/lambayeque/lambayeque-confirman-lluvias-por-fenomeno-de-el-nino-655383/>.

Construyen 2 presas de almacenamiento por el Niño. Diario El Comercio, Lambayeque, (04 de Febrero del 2016). Recuperado de  
<http://elcomercio.pe/sociedad/lambayeque/lambayeque-construiran-2-presas-almacenamiento-nino-noticia-1876507>.

Córdova, M. (2006). *Elaboración de una gráfica adimensional de diseño para filtros en presas de tierra homogénea*. (Tesis de titulación). Universidad de Piura. Recuperado desde:  
[https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1187/ICI\\_151.pdf?sequence=1](https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1187/ICI_151.pdf?sequence=1).

Cortés, M. & Iglesias, M. (2004). *Generalidades sobre Metodología de la Investigación*. Universidad Autónoma del Carmen. México. Consultado en:  
<http://www.unacar.mx/contenido/gaceta/ediciones/contenido2.pdf>

Cuellar, David A. (2014). *Fallo de la presa Tetom* [Diapositiva]. 25 diapositivas. Recuperado de <https://prezi.com/kszjdjbp63bch/fallo-de-la-presa-teton/>.

Dirección General de Obras Hidráulicas (1967). *Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas*. Recuperado de: <http://www.utepresasjuntaextre.com/files/INST-Grandes-Presas-1967.pdf>.

Desborde de los ríos La Leche y Motupe arrasa con caseríos tras fuertes lluvias. Diario El Correo, Lambayeque, (15 de Marzo del 2017). Recuperado de <http://diariocorreo.pe/edicion/lambayeque/lambayeque-desborde-de-los-rios-la-leche-y-motupe-arrasa-con-caserios-tras-fuertes-lluvias-737217/>.

Edibon (2013). *Depósito de filtración y drenaje*. Recuperado de: <http://www.edibon.com/es/files/equipment/PDFDC/catalog>.

Ferrufino, J. y Moreira, S. (2006). *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y el aprendizaje de la asignatura de obras hidráulicas II*. Diploma (Licenciatura en Ingeniería Civil). Cochabamba, Bolivia, Universidad Mayor de San Simón.

Flores, R. & Gaytán, I. (2005). Avances recientes en el diseño de filtros para presas de tierra y enrocamiento. *Ingeniería hidráulica en México, XX*, pp. 79-94. Extraído de: [http://repositorio.imta.mx:8080/cenca-repositorio/bitstream/123456789/1282/1/RIH\\_0204.pdf](http://repositorio.imta.mx:8080/cenca-repositorio/bitstream/123456789/1282/1/RIH_0204.pdf).

García, J. (2013). *Apuntes de modelos hidráulicos*. Madrid, España, Universidad Politécnica de Madrid. Recuperado de: [http://www1.camino.upm.es/sic/files/04\\_seminarios/01/01\\_FichaSeminario\\_modelos\\_hidraulicos.pdf](http://www1.camino.upm.es/sic/files/04_seminarios/01/01_FichaSeminario_modelos_hidraulicos.pdf).

GeoStudio (2016). *Geo-slope*. Recuperado de: <https://www.geo-slope.com/>.

Gonzales, E. y González, M. (2015). *Modelamiento del resalto hidráulico en un canal de pendiente variable para lechos no cohesivos*. Tesis (Titulación). Chiclayo, Perú, Universidad Señor de Sipán.



- Indian Institute of Technology Madras (2011). *History of Dam Failures*. Recuperado de [http://nptel.ac.in/courses/105106114/pdfs/Unit41/41\\_2.pdf](http://nptel.ac.in/courses/105106114/pdfs/Unit41/41_2.pdf).
- Jiménez, J. y De Justo, J. (1975). *Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas*. (2ª edición). Madrid (España): Rueda.
- Juárez, E. y Rico, A. (2011). *Mecánica de Suelos* (Tomo II). México: Limusa.
- Juárez, E. y Rico, A. (1974). *Mecánica de Suelos* (Tomo III). México: Limusa.
- M. Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. (7ª edición). México: Cengage.
- Marsal, R. y Reséndiz, D. (1975). *Presas de tierra y enrocamiento*. (1ª edición). México: Limusa.
- Martínez et al. (2007). *Diseño de pequeñas presas*. (Traducción de la 3ª edición americana). Madrid: Bellisco.
- Ministerio de agricultura y pesca, alimentación y medio ambiente (1996). *Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses*. p. 03. Recuperado de: [http://www.mapama.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/09047122800062e1\\_tcm7-28838.pdf](http://www.mapama.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/09047122800062e1_tcm7-28838.pdf).
- Murillo, R. (2012). *Presas de tierra y sus fallas*. p. 03. Consultado en: [http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/1\\_Reunion\\_Cancun/2\\_XXVI\\_Reunion\\_Nacional/11\\_Presas/I10MUFR\\_1.pdf](http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/1_Reunion_Cancun/2_XXVI_Reunion_Nacional/11_Presas/I10MUFR_1.pdf).
- Oré, G. y Parodi, M. (2008). *Evaluaciones y modelamientos geotécnicos para la ampliación de depósitos de relaves*. Tesis (Titulación). Lima, Perú,

Universidad Ricardo Palma. Recuperado de:  
[http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/126/1/ore\\_ga-parodi\\_ma.pdf](http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/126/1/ore_ga-parodi_ma.pdf).

Ortega, A. (2008). *Mejoramiento de suelos en base a los metodos de vibroflotación y vibrosustitución*. Tesis (Titulación). Valdivia, Chile, Universidad Austral de Chile. Recuperado de:  
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2008/bmfciq.6m/doc/bmfciq.6m.pdf>.

Ortiz, L. y Bastidas, A. (2013). *Estudio del fenómeno del Crushing en el ensayo de compactación de un Proctor Normal*. Tesis (Titulación). Bogotá, Colombia, Universidad Católica de Colombia. Recuperado de:  
<http://repository.ucatolica.edu.co:8080/jspui/bitstream/10983/901/2/Tesis%20Crushing%20En%20Un%20Proctor%20Normal.pdf>.

Perero, S. y Prado, G. (2012). *Presas de tierra que han fallado en el mundo*. Consultado en: <https://es.scribd.com/presentation/273268216/Presas-de-Tierra>.

Pérez, G. y Molina, J. (2011). *Obras Hidráulicas*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (Departamento de Hidráulica). México.

Pinto, P. (s/f). *Métodos para compactación de suelos*. Edición electrónica. Recuperado de: <http://ingenieriareal.com/metodos-para-compactacion-de-suelos/>.

Ramos, J. (1982). *Redes de flujo en medios porosos*. (Tesis de titulación). Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado desde:  
<http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/1770>.

Rocha, A. (2003). *Los modelos como herramienta valiosa para el diseño hidráulico*. Investigación en modelos físicos y matemáticos de obras hidráulicas.

Conferencia llevada a cabo en la Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.  
Consultando en:  
[http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/curzoz/modelos\\_hidraulicos\\_de\\_Rocha.pdf](http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/curzoz/modelos_hidraulicos_de_Rocha.pdf).

Rocscience (2017). *Slide*. Recuperado de  
<https://www.rocscience.com/rocscience/products/slide>.

Rojas, W. (2014). *Modelamiento hidráulico para el estudio de socavación en pilares de puentes y análisis de los métodos para su cálculo*. (Tesis de titulación). Arequipa, Perú, Universidad Católica Santa María.

Routio, P. (2007). *Ética de la investigación*. Recuperado de:  
<http://www2.uiah.fi/projects/metodi/251.htm#tutksuoj>

Saavedra, J. (2013). *Granulometría del agregado fino*. Consultado en:  
[http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/curzoz/lab.\\_n%BA\\_7\\_granulometria\\_2013.pdf](http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/curzoz/lab._n%BA_7_granulometria_2013.pdf).

Terzaghi, K. & Peck, R. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* (2ª edición – Versión Española). Barcelona (España): El Ateneo.

Toro, M. (2009). *Evaluación de filtraciones en presas. Modelación numérica de flujo en medios porosos saturados y no saturados*. (Tesis de titulación). Universidad de Chile. Recuperado desde:  
<http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/103520>.

Universidad de Guayaquil, (2015). *Presas que han colapsado en el mundo*. [Diapositiva]. 41 diapositivas. Recuperado de  
<http://documents.tips/documents/presas-que-han-colapsado-en-el-mundo.html>.

Vega, R. (2016). *Estudio de predimensionamiento de una presa de tierra para el proyecto Callazas aplicando GEO5 v11.01*. CISMID. Lima, Perú. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/45971237/Paper-Presa-de-Tierra-PDF>.

Vigil, J. y Campos, A. (2014). *Propuesta de un modelo hidráulico para los pilares del puente Reque empleando la superposición de los componentes de socavación*. Tesis (Titulación). Chiclayo, Perú, Universidad Señor de Sipán.

## ANEXOS