

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN EN DEPÓSITOS DE RELAVES EN
CONDICIÓN PARCIALMENTE SATURADO CON PRESENCIA DE
BOLSONES DE AGUA**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**ELABORADO POR
JAIME DAVID TELLO LAIZA
ID: 0009-0000-0497-7941**

**ASESOR
Dr. JORGE LUIS CÁRDENAS GUILLEN
ID: 0000-0002-8112-5168**

LIMA – PERÚ

2024

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o parte, con fines estrictamente académicos”.

Tello Laiza, Jaime David

jtellol@uni.pe

982310864

DEDICATORIA:

*A Dios por cuidarme y guiarme en
cada paso de mi vida, a mis padres
por brindarme su apoyo
incondicional y a mi esposa e hijos
por ser mi motor y motivo de ser
mejor en lo personal y profesional.*

AGRADECIMIENTOS

A mi alma máter, la Universidad Nacional de Ingeniería y la Facultad de Ingeniería Civil por brindarme una excelente formación universitaria y lindas experiencias vividas junto a mis maestros y compañeros.

Agradezco a mi asesor Dr. Jorge Cárdenas Guillen, quien mostró un gran interés en mi tema desarrollado y me brindó su tiempo, apoyo, consejos y recomendaciones en el desarrollo de esta investigación. Por ser un excelente profesional y su pasión al enseñar la ingeniería geotécnica motivando a sus estudiantes a superarse y continuar en la línea de la investigación.

Asimismo, mi agradecimiento a las empresas Golder Associates Perú SA y WSP Perú SA por brindarme la experiencia de crecer integralmente junto a grandes profesionales. Un agradecimiento especial al ingeniero Jorge Chávez, Cynthia Valenzuela y Carmen Ayquipa por compartirme sus experiencias profesionales, conocimientos técnicos y recomendaciones en el desarrollo del proyecto; y a mis compañeros del trabajo por su gran apoyo y soporte para los proyectos y la convivencia en un excelente clima laboral.

A todos mis maestros y compañeros de la FIC-UNI y del CISMID, estoy profundamente agradecido por el tiempo y esfuerzo compartido durante cinco años, en especial, a mis maestros quienes me motivaron a seguir en la especialidad de ingeniería geotécnica: David Luna, Denys Parra, Diana Calderón, Carlos Huamán, Zenón Aguilar, Wilfredo Gutiérrez, Luisa Shuan, Carlos Gonzáles, Daniel Basurto y Cesar Atala.

Mención especial a mis padres, Jaime y Flor, porque siempre me demostraron que son unos guerreros, ejemplos de superación, por sacarnos adelante a mí y a mis hermanos, a pesar de las adversidades que se nos presentó en la vida. A mi esposa, Andrea y mis hijos, Santiago y Alessia, por enseñarme cada día a ser un mejor esposo y padre, siempre los cuidaré y deseo que estén orgullosos de mí.

ÍNDICE

Resumen	5
Abstract	6
Prólogo	7
Lista de tablas	9
Lista de figuras	10
Lista de símbolos y siglas	17
Capítulo I: Introducción.....	21
1.1 Generalidades.....	22
1.2 Problemática.....	23
1.3 Objetivos.....	24
1.3.1 Objetivo general.....	24
1.3.2 Objetivos específicos	24
1.4 Hipótesis.....	25
1.5 Tipo de investigación	25
1.6 Metodología	25
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	27
2.1 Introducción a depósitos de relaves	27
2.1.1 Fallas en presas de relaves	27
2.1.2 Métodos de crecimiento	29
2.1.3 Propiedades geotécnicas de los relaves	31
2.1.3.1 Propiedades índice	31
2.1.3.2 Propiedades hidráulicas.....	33
2.1.3.3 Propiedades de resistencia.....	35
2.2 Comportamiento hidráulico en depósitos de relaves	36
2.2.1 Factores que afectan la superficie piezométrica.....	36
2.2.2 Condición no saturada en depósitos de relaves	37

2.2.3	Efecto de la lluvia	38
2.2.4	Regímenes de presión de poros	40
2.2.5	Medición de la presión de poros.....	42
2.2.6	Influencia del grado de saturación.....	44
2.3	Investigaciones geotécnicas	47
2.3.1	Ensayos in-situ.....	47
2.3.1.1	<i>Infiltración (calicatas)</i>	47
2.3.1.2	<i>Lugeon y Lefranc (perforaciones)</i>	47
2.3.1.3	<i>Tomografía eléctrica</i>	50
2.3.1.4	<i>Piezocono</i>	53
2.3.2	Ensayos de laboratorio	63
2.3.2.1	<i>Pared rígida</i>	65
2.3.2.2	<i>Pared flexible</i>	65
2.3.2.3	<i>Ensayo de consolidación</i>	66
2.4	Conceptos de flujo de agua.....	66
2.4.1	Ecuación de Bernoulli	66
2.4.2	Ley de Darcy.....	68
2.4.3	Tipos de flujo.....	69
2.4.4	Ecuación general de flujo de agua	70
2.5	Propiedades hidráulicas no saturadas.....	73
2.5.1	Suelo parcialmente saturado.....	73
2.5.1.1	<i>Componentes de las fases del suelo</i>	73
2.5.1.2	<i>Succión en el suelo</i>	74
2.5.2	Curva característica suelo-agua (SWCC).....	75
2.5.2.1	<i>Interpretación de la SWCC</i>	75
2.5.2.2	<i>Métodos de medición de la SWCC</i>	77
2.5.2.3	<i>Métodos de estimación de la SWCC</i>	78
2.5.2.4	<i>Modelos de ajuste</i>	80
2.5.2.5	<i>Histéresis de la SWCC</i>	82
2.5.3	Función de conductividad hidráulica (FCH).....	84
2.5.3.1	<i>Métodos indirectos de estimación de la FCH</i>	85
Capítulo III: Caso de estudio de una presa de relaves		88

3.1	Generalidades.....	88
3.2	Investigaciones geotécnicas	89
3.2.1	Ensayos in-situ.....	89
3.2.2	Ensayos de laboratorio	90
3.3	Modelo geotécnico y sección de análisis.....	91
3.4	Condiciones de presiones de poro	95
3.4.1	Análisis del nivel piezométrico	95
3.4.2	Ensayos de disipación del piezocono.....	98
3.4.3	Ensayos de tomografía eléctrica	102
Capítulo IV: Obtención de las propiedades hidráulicas no saturadas.....		106
4.1	Caracterización física y propiedades hidráulicas saturadas	106
4.1.1	Depósitos de relaves A	106
4.1.1.1	<i>Relave grueso 1</i>	106
4.1.1.2	<i>Relave grueso 2</i>	108
4.1.1.3	<i>Relave mixto</i>	110
4.1.1.4	<i>Relave fino 1</i>	112
4.1.1.5	<i>Relave fino 2</i>	115
4.1.2	Depósitos de relaves B	117
4.1.2.1	<i>Relave grueso</i>	117
4.1.2.2	<i>Relave fino</i>	119
4.1.2.3	<i>Desmonte de mina</i>	121
4.1.3	Cimentación	121
4.1.3.1	<i>Depósito cuaternario</i>	121
4.1.3.2	<i>Basamento rocoso</i>	123
4.1.4	Resumen de las propiedades hidráulicas saturadas	124
4.2	Propiedades hidráulicas no saturadas.....	125
4.2.1	Obtención de la SWCC	125
4.2.1.1	<i>Ensayos de laboratorio</i>	125
4.2.1.2	<i>Ajuste de la SWCC de secado</i>	126
4.2.1.3	<i>Estimación de la histéresis de la SWCC</i>	129
4.2.1.4	<i>Resumen de la propiedades hidráulicas saturadas y no saturadas</i>	130
4.2.2	Estimación de la FCH	131

Capítulo V: Análisis de infiltración y estabilidad.....	134
5.1 Modelamiento en el programa Geostudio.....	134
5.2 Condiciones de borde	135
5.3 Análisis de infiltración en condiciones saturadas / no saturadas	136
5.3.1 Etapa 1: análisis de sensibilidad del flujo subterráneo	137
5.3.2 Etapa 2: análisis de sensibilidad de la recarga.....	138
5.3.3 Etapa 3: análisis de sensibilidad del <i>kratio</i>	139
5.3.4 Etapa 4: resultados finales y calibración	141
5.4 Análisis de estabilidad.....	147
Conclusiones	154
Recomendaciones	157
Referencias Bibliográficas	159
Anexos	171

RESUMEN

La presente tesis se enfoca en conocer el comportamiento hidráulico al interior de un depósito de relaves simulado a partir de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas.

Como caso de estudio se analiza un depósito de relaves inoperativo ubicado en la Sierra Central del Perú, el cual se caracteriza por presentar bolsones de agua con presión de poros no hidrostáticas, que fueron registrados por los ensayos de disipación y piezómetros.

En ese contexto, la presente tesis muestra el procedimiento de interpretación de las presiones de poros in-situ, caracterización física e hidráulica de los materiales, enfocado en las propiedades saturadas y no saturadas, y el proceso de calibración propio del análisis de infiltración.

Como en todo análisis de flujo, deben definirse condiciones de borde, las cuales en la mayoría de problemas geotécnicos son conocidas; en particular, en el presente caso de estudio, las condiciones de borde no están definidas por ser un depósito inoperativo, lo que hace aún más interesante resolver este problema. Se realizaron una serie de análisis de infiltración (sensibilidades) del flujo de agua subterránea y los bolsones de agua retenidos en los relaves finos a partir de una recarga en forma de lluvia con el objetivo de simular las condiciones de presión de poros que indicaban los ensayos de disipación y piezómetros.

Por último, en los escenarios donde se logró una buena calibración, se evaluaron las estabilidades físicas por el método de equilibrio límite, los cuales se consideraron casos donde la resistencia no drenada del relave puede exhibirse en zonas completamente saturadas (100%) y zonas con grado de saturación mayor al 80%. Los resultados indicaron que en ambos casos los factores de seguridad eran similares, sin embargo, al considerar una condición de presión de poros de régimen hidrostático resultó en factores de seguridad más bajos.

ABSTRACT

This thesis focuses on knowing the hydraulic behavior inside a tailings storage facility (TSF) that is simulated from a seepage analysis in partially saturated conditions.

As a case study, an inoperative TSF located in the Central Sierra of Peru is analyzed, which is characterized by presenting pockets of water with non-hydrostatic pore pressure, which were recorded by dissipation tests and piezometer.

In this context, this thesis shows the interpretation procedure the in-situ pore pressures, physical and hydraulic characterization of the materials, focused on the saturated and unsaturated properties, and the calibration process of the seepage analysis.

As in any seepage analysis, boundary conditions must be defined, which in most geotechnical problems are known; in particular, in the present case study, the boundary conditions are not defined because it is an inoperative TSF, which makes it even more interesting to solve this problem. A series of seepage analyzes (sensitivities) of the groundwater flow and the water pockets retained in the fine tailings from a rainfall recharge were performed in order to simulate the pore pressure conditions indicated by the dissipation and piezometer tests.

Finally, in the scenarios where good calibration were achieved, the physical stabilities were evaluated by the limit equilibrium method, which considered cases where the undrained strength of the tailings can be exhibited in fully saturated zones (100%) and zones with a degree of saturation greater than 80%. The results indicated that in both cases the security factors were similar, however, considering a hydrostatic pore pressure condition resulted in lower security factors.

PRÓLOGO

El presente trabajo de tesis se enfoca en el análisis de flujo de agua de un depósito de relaves con presencia de bolsones de agua, condición que ha sido poco estudiada en la ingeniería geotécnica. El modelo numérico de flujo desarrollado es validado a partir de las condiciones de presiones de poro registrado en los ensayos de piezocono y piezómetros, lo cual da una mayor confiabilidad a los resultados presentados en la presente tesis.

La investigación ha comprendido el desarrollo de un marco teórico y conceptual acerca de los factores que afectan el flujo de agua en depósitos de relaves, diversos regímenes de presiones de poro que pueden generarse al interior de un depósito de relaves, el grado de saturación como parámetro clave para definir la resistencia a utilizar en los análisis geotécnicos, ensayos de campo y laboratorio para la medición o estimación de la conductividad hidráulica saturada-no saturada disponibles en la literatura.

El trabajo ha sido realizado a partir de un caso de estudio de un depósito de relaves en la Sierra Central del Perú, de la que se disponía de resultados de ensayos de campo y laboratorio, que permitieron la elaboración de un perfil estratigráfico basado en el tipo de comportamiento del suelo a partir de los ensayos de piezocono, además se realiza la caracterización de las propiedades hidráulicas de los materiales.

Es importante reconocer el valioso aporte de esta tesis en cuanto a la metodología presentada para realizar la caracterización de las propiedades hidráulicas de los materiales y cómo abordar un problema de análisis de flujo de agua de un depósito de relaves cuando las condiciones de borde son difíciles de determinar. Asimismo, se destaca el caso de estudio porque nos deja como antecedente el seguir investigando los depósitos de relaves antiguos dado que podrían mantenerse saturados luego de años de haber finalizado su operación, tal como se demuestra en la presente tesis. Además, la tesis aplica un aspecto novedoso respecto a la definición de las resistencias no drenadas en zonas con grado de saturación menores al 100% (y mayores al 80%) que puede resultar en una condición más desfavorable en términos de estabilidad física, que generalmente en la práctica de la ingeniería geotécnica no es usual evaluarla. Finalmente, los resultados

obtenidos en la presente tesis han permitido llegar a importantes conclusiones y brindar recomendaciones para guiar futuras investigaciones.

ASESOR

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores típicos de resistividad	52
Tabla 2.2	Estimación de la conductividad hidráulica basado en el gráfico SBTn	63
Tabla 2.3	Resumen de diferentes técnicas y equipos para medir la succión	77
Tabla 2.4	Presentación de modelos de ajuste de la SWCC junto con la información promedio	80
Tabla 2.5	Porcentajes de desplazamientos sugeridos respecto del punto de inflexión entre las SWCC de secado y humedecimiento para varios suelos	84
Tabla 2.6	Modelos de estimación de la FCH	86
Tabla 3.1	Cantidad de ensayos in-situ ejecutados en los depósitos A y B...	89
Tabla 3.2	Cantidad de ensayos de laboratorio ejecutados en los materiales de los depósitos A y B.....	90
Tabla 3.3	Tipos de relaves asociados al SBTn.....	93
Tabla 3.4	Resumen de piezómetros analizados	98
Tabla 4.1	Resumen de las conductividades hidráulicas saturadas	125
Tabla 4.2	Resumen del ensayo de SWCC en el relave grueso y fino.....	126
Tabla 4.3	Ajuste de la SWCC con el modelo de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976)	127
Tabla 4.4	Parámetros de ajuste de la SWCC	128
Tabla 4.5	Resumen de los parámetros hidráulicos saturados y no saturados.....	130
Tabla 4.6	Parámetros de ajuste de la SWCC (curva mediana)	131
Tabla 5.1	Criterios de factores de seguridad mínimos recomendados	148
Tabla 5.2	Resumen de parámetros resistencia	149
Tabla 5.3	Resultados de factores de seguridad (FS).....	151

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	a) Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla. b) Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla, antes y después del 2000.....	28
Figura 2.2	Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla y de acuerdo al tipo de presa, antes y después del 2000.....	29
Figura 2.3	Esquema de los métodos de recrecimiento de presas de relaves y comparación del volumen de relleno del dique.....	30
Figura 2.4	Variación de las propiedades del relave según el punto de depositación en una presa con recrecimiento aguas arriba.....	31
Figura 2.5	Curvas granulométricas de relaves.....	32
Figura 2.6	Valores de conductividad hidráulica en relaves gruesos y finos.....	34
Figura 2.7	Estimación de la conductividad hidráulica a partir de correlaciones.....	34
Figura 2.8	Factores que influyen en la ubicación de la superficie freática en un depósito de relaves aguas arriba: (a) efecto de la ubicación de pond; (b) efecto de la segregación granulométrica de la playa y la conductividad hidráulica lateral; (c) efecto de la conductividad hidráulica de la fundación; (d) efecto de la disminución de la conductividad de los relaves con la profundidad; (e) efecto de las capas finas; (f) efecto del subdrenaje si no existen capas finas.....	37
Figura 2.9	Esquema de un depósito para relaves, indicando los factores y fenómenos que los afecta.....	38
Figura 2.10	Modelo conceptual de perfiles de succión en suelos parcialmente saturados bajo diferentes condiciones superficiales de frontera.....	39

Figura 2.11	Tipos de regímenes de presiones de poros en depósitos de relaves	41
Figura 2.12	Evaluación de las condiciones de presiones de poros en el perfil del relave basado en (a) un solo piezómetro y (b) piezómetros multinivel.....	42
Figura 2.13	Comparación del perfil de presión de poros obtenido de piezómetros y de ensayos de disipación del piezocono	43
Figura 2.14	Presiones de poro medidas del de ensayos de disipación del piezocono en presas aguas arriba.....	44
Figura 2.15	Comparación de las predicciones teóricas de ensayos triaxiales en el relave OZM50 en estado parcialmente saturado versus resultados experimentales	45
Figura 2.16	Predicción teórica de las trayectorias de esfuerzo para diferentes grados de saturación del relave OZM50	46
Figura 2.17	Resultados de ensayos triaxiales UU bajo distintos grados de saturación ejecutados en materiales de relaves	46
Figura 2.18	Esquema del ensayo Lefranc a nivel constante.....	48
Figura 2.19	Esquema del ensayo Lugeon. A) Obturador simple. B) Obturador doble	50
Figura 2.20	Diagrama esquemático que representa la posición espacial de los valores de resistividad eléctrica aparente en el subsuelo.....	52
Figura 2.21	Perfil de resistividad aparente y procesado	52
Figura 2.22	Principales arreglos tetraelectródicos: a) Wenner, b) dipolo-dipolo, c) polo-dipolo y, d) polo-polo.....	52
Figura 2.23	Geometría típica de un piezocono.....	54
Figura 2.24	Geometría típica de un piezocono.....	55
Figura 2.25	Gráfico $Q_{tnvs} IG$ propuesto por Robertson (2016) para identificar suelos con microestructura.....	57
Figura 2.26	a) Gráfico SBT propuesto por Robertson (1986) - 12 zonas. b) Gráfico SBTn propuesto por Robertson (1990) y actualizado por Robertson (2009) - 9 zonas	58
Figura 2.27	Gráfico SBTn propuesto por Robertson (2016) - Q_{tn} vs Fr - 7 zonas	59

Figura 2.28	Ejemplos de curvas de disipación de presión de poros	60
Figura 2.29	Ejemplo del ensayo de disipación para determinar u_0 , u_0 y t_{50}	61
Figura 2.30	a) Carga de entrada constante - carga de salida constante. b) Carga de entrada variable – carga de salida constante. c) Carga de entrada variable – carga de salida variable	64
Figura 2.31	Presión, elevación y cargas totales para el flujo del agua a través de un suelo.....	68
Figura 2.32	Curva característica suelo-agua con la representación de m_{1w} y m_{2w}	71
Figura 2.33	Esquema de las fases de un suelo saturado y no saturado.....	73
Figura 2.34	SWCC para diferentes tipos de suelo.....	75
Figura 2.35	Subdivisión de la curva característica suelo-agua o función de almacenamiento.....	76
Figura 2.36	Procedimientos para la estimación de la SWCC	79
Figura 2.37	Esquema conceptual que muestra la histéresis del SWCC. (b) El efecto del ángulo de contacto, y (c) irregularidad en forma y tamaño de los poros interconectados como mecanismos potenciales para la histéresis	82
Figura 2.38	Relación típica entre la SWCC y la FCH estimadas para la arena y limo arcilloso.....	85
Figura 3.1	Vista panorámica de los depósitos de relaves.....	88
Figura 3.2	Vista en planta de perforaciones, piezoconos y tomografía eléctrica realizados en los depósitos A y B.....	90
Figura 3.3	Valores de qt , fs , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-201.....	91
Figura 3.4	Valores de KG^* , Q_{tn} , Fr y SBT_n obtenidos en el SCPTu-YA19-201	92
Figura 3.5	Perfil de piezocono basado en el tipo de comportamiento de suelo (SBT_n)	92
Figura 3.6	Vista en planta de la sección de análisis (sección X-X)	94
Figura 3.7	Modelo geotécnico de los depósitos A y B – Sección X-X.....	94
Figura 3.8	Vista en planta de piezómetros y piezoconos.....	97
Figura 3.9	Registros de los niveles piezométricos de noviembre 2019 a marzo 2021	97

Figura 3.10	Proyección de niveles de agua promedio registrado en los piezómetros (los puntos amarillos indican la ubicación de los sensores de cuerda vibrante de cada piezómetro)	98
Figura 3.11	Procedimiento para la estimación de la presión de poros inicial (u_i)	100
Figura 3.12	Resultado de un ensayo de disipación	100
Figura 3.13	Resultado de un ensayo de disipación expresado en $1t$	100
Figura 3.14	Obtención de la presión de equilibrio extrapolado (u_0).....	101
Figura 3.15	Distribución de presiones de poro – SCPTu-YA19-201	102
Figura 3.16	Vista en planta de los ensayos de tomografía eléctrica ejecutados en el depósito B	104
Figura 3.17	Resultados de los ensayos de tomografía eléctrica TE-YA18-204, 205 y 206	105
Figura 4.1	Curvas de distribución granulométrica del relave grueso 1 – Depósito A	107
Figura 4.2	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave grueso 1 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono, b) Perforaciones (Lefranc), c) Ensayos de laboratorio (pared flexible).....	108
Figura 4.3	Curvas de distribución granulométrica del relave grueso 2 – Depósito A	109
Figura 4.4	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave grueso 2 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono, b) Perforaciones (Lefranc), c) Ensayos de laboratorio (pared flexible).....	110
Figura 4.5	Curvas de distribución granulométrica del relave mixto – Depósito A	111
Figura 4.6	a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (ch), c) Módulo de restricción (M) del relave mixto - Depósito A.....	112
Figura 4.7	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave mixto - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono y de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (consolidación)	112

Figura 4.8	Curvas de distribución granulométrica del relave fino 1 – Depósito A	113
Figura 4.9	a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (ch), c) Módulo de restricción (M) del relave fino 1 - Depósito A.....	114
Figura 4.10	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave fino 1 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono y de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y consolidación).....	115
Figura 4.11	Curvas de distribución granulométrica del relave fino 1 – Depósito A	116
Figura 4.12	a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (ch), c) Módulo de restricción (M) del relave fino 2 - Depósito A.....	117
Figura 4.13	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave fino 2 - Depósito A con base en: a) Ensayos de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y consolidación)	117
Figura 4.14	Curvas de distribución granulométrica del relave grueso – Depósito B	118
Figura 4.15	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave grueso - Depósito B con base en: a) Perforaciones (Lefranc), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y rígida).....	119
Figura 4.16	Curvas de distribución granulométrica del relave fino – Depósito B	120
Figura 4.17	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) y vertical (kv) del relave fino - Depósito B con base en: a) Perforaciones (Lefranc), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible)	120
Figura 4.18	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) del desmonte de mina - Depósito B con base en perforaciones....	121
Figura 4.19	Curvas de distribución granulométrica del depósito cuaternario	122

Figura 4.20	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) del depósito cuaternario con base en perforaciones.....	123
Figura 4.21	Conductividad hidráulica saturada horizontal (kh) de la roca fracturada con base en perforaciones	124
Figura 4.22	SWCC del relave grueso, datos de laboratorio y ajuste.....	128
Figura 4.23	SWCC del relave fino, datos de laboratorio y ajuste.....	129
Figura 4.24	Histéresis de la SWCC del relave grueso.....	130
Figura 4.25	Histéresis de la SWCC del relave fino	130
Figura 4.26	Función de conductividad hidráulica de los materiales	133
Figura 5.1	Metodología de modelamiento en los programas SEEP/W y SLOPE/W (GeoStudio).....	134
Figura 5.2	Condiciones de borde del modelo geotécnico	135
Figura 5.3	Etapas del análisis de infiltración.....	137
Figura 5.4	Análisis de sensibilidad del flujo de aguas subterráneas – Modelo de materiales	138
Figura 5.5	Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 4%, 5% y 6% de la PTA – Grado de saturación.....	139
Figura 5.6	Resultados del análisis de infiltración variando el $kratio$ (relave fino 2) = 1, 0.6 y 0.3; $kratio$ (relave fino 1) = 0.1; $kratio$ (relave mixto) = 0.1 y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación	141
Figura 5.7	Resultados del análisis de infiltración considerando $kratio$ (relave fino 2) = 0.1; $kratio$ (relave fino 1) = 0.1; $kratio$ (relave mixto) = 0.1; aplicando recargas de 4%,5% y 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación	142
Figura 5.8	Resultados del análisis de infiltración considerando $kratio$ (relave fino 2) = 0.1; $kratio$ (relave fino 1) = 0.1; $kratio$ (relave mixto) = 0.1; aplicando recargas de 4%,5% y 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros.....	143
Figura 5.9	Ubicación de perfiles, piezómetros y piezoconos	144
Figura 5.10	Resultados del Perfil N° 1 – Presión de poros y grado de saturación	144

Figura 5.11	Resultados de la calibración – Valores simulados vs valores observados (msnm).....	147
Figura 5.12	Esquemas de los casos evaluados en los análisis de estabilidad.....	150
Figura 5.13	Resultados de factores de seguridad obtenidos en cada escenario y caso	152

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

Q_a	: Caudal admitido (m^3/s).
C	: Coeficiente de forma del sondeo.
ρ_a	: Resistividad aparente.
K	: Constante geométrica del dispositivo.
ΔV	: Diferencia de potencial eléctrico.
I	: Intensidad de corriente eléctrica.
q_c	: Resistencia por punta del cono.
f_s	: Fricción del fuste.
u_n	: Presión dinámica de poros en la posición “ n ”.
u_2	: Presión dinámica de poros en la posición “2”.
u_0	: Presión de poros en equilibrio.
u_i	: Presión de poros inicial del ensayo de disipación.
q_t	: Resistencia por punta del cono corregida.
q_n	: Resistencia neta del cono.
a_{net}	: Relación de área neta de la punta del cono.
σ_{v0} o σ	: Esfuerzos verticales totales.
σ'_{v0} o σ'	: Esfuerzos verticales efectivos.
Q_t	: Resistencia de punta del cono normalizada.
F_r	: Relación de fricción normalizada.
B_q	: Relación de exceso de presión de poros.
Q_{tn}	: Resistencia de punta del cono normalizado usando el exponente n de esfuerzo variable.
V_s	: Velocidad de ondas de corte.
G_0	: Módulo de corte a pequeñas deformaciones.
I_G	: Índice de rigidez a pequeñas deformaciones.

K_G	: Índice de rigidez a pequeñas deformaciones normalizado.
K_G^*	: Índice de rigidez a pequeñas deformaciones normalizado y modificado.
p_a	: Presión atmosférica.
I_c	: Índice de comportamiento de suelo.
U_2	: Exceso de presión de poros normalizado.
t_{50}	: Tiempo para alcanzar el 50% de disipación del exceso de presión de poros.
T_{50}	: Factor de tiempo para una consolidación del 50%.
k_w	: Conductividad hidráulica (en general).
$k(\psi)$: Función de conductividad hidráulica.
k_s	: Conductividad hidráulica saturada.
k_h, k_v	: Conductividad hidráulica saturada horizontal y vertical.
k_x, k_y	: Conductividad hidráulica en dirección "x" y "y".
k_{ratio}	: Relación de anisotropía entre la conductividad hidráulica en dirección "x" y "y".
c_h, c_v	: Coeficiente de consolidación horizontal y vertical.
m_v	: Coeficiente de compresibilidad volumétrico.
M	: Módulo de restricción o módulo confinado.
γ_w	: Peso unitario del agua.
r_c	: Diámetro de la sonda CPT.
I_R	: Índice de rigidez no drenado.
G	: Módulo de corte.
s_u	: Resistencia cortante no drenada.
e	: Relación de vacíos.
Δt	: Intervalo de tiempo.
ΔQ	: Cantidad de flujo en un intervalo de tiempo.

a_{in}	: Área transversal del reservorio que contiene el líquido entrante.
a_{out}	: Área transversal del reservorio que contiene el líquido saliente.
h_w o h	: Carga hidráulica total.
z	: Carga de elevación o de posición
u_w	: Presión de poros del agua.
u_a	: Presión de poros del aire.
v_w	: Velocidad del flujo de agua.
g	: Aceleración de la gravedad.
$\partial h/\partial x$: Gradiente hidráulico en dirección x .
$\partial h/\partial y$: Gradiente hidráulico en dirección y .
m_1^w	: Coeficiente del cambio de volumen del agua con respecto al esfuerzo normal neto.
m_2^w	: Coeficiente del cambio de volumen del agua con respecto a la succión del suelo.
Q	: Flujo aplicado al sistema.
V_m	: Volumen total de la masa suelo.
V_a, V_w, V_v, V_s	: Volumen de aire, agua, vacíos y sólidos en la masa del suelo.
W_m	: Peso total de la masa suelo.
W_a, W_w, W_v, W_s	: Peso de aire, agua, vacíos y sólidos en la masa del suelo.
G_w	: Grado de saturación.
w	: Contenido de agua gravimétrico.
θ	: Contenido de agua volumétrico.
θ_s	: Contenido de agua volumétrico saturado.
θ_r	: Contenido de agua volumétrico residual.
ψ_t	: Succión total.
ψ_m	: Succión mátrica o matricial.
ψ_o	: Succión osmótica.

ψ_{aev}	: Succión correspondiente al valor de entrada de aire.
ψ_r	: Succión correspondiente al valor residual.
a_{vg}, n_{vg}	: Parámetros de ajuste según Van Genuchten (1980) – Mualem (1976)
G_s	: Gravedad específica de sólidos.
c	: Cohesión del suelo.
c	: Cohesión del suelo.
\emptyset	: Ángulo de fricción del suelo.
S_u/σ'_v	: Relación de resistencia no drenada pico.
S_{ur}/σ'_v	: Relación de resistencia residual o licuada.
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
SBT	: Tipo de comportamiento de suelo.
SBTn	: Tipo de comportamiento de suelo normalizado.
FCH	: Función de conductividad hidráulica.
P15, P50, P85:	Percentil 15, 50 y 85.
MG	: Media geométrica.
H1	: Carga hidráulica total en el margen izquierdo del modelo.
H2	: Carga hidráulica total en el margen derecho del modelo.
PTA	: Precipitación total anual.
NRMSE	: Error cuadrático medio normalizado.
FS	: Factor de seguridad.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La presente tesis está enfocada en la ejecución de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas de un depósito de relaves, utilizando propiedades hidráulicas saturadas y no saturadas de los materiales, además de calibrar el modelo de infiltración tomando como base las presiones de poros in-situ que indican los ensayos de disipación y piezómetros.

De acuerdo con lo expresado en el párrafo anterior, la presente tesis se estructuró en seis capítulos.

El capítulo I se presentan antecedentes respecto comportamiento hidráulico al interior de un depósito de relaves, se discute sobre la problemática de la presente tesis, se plantean objetivos e hipótesis.

El capítulo II expone los conceptos claves que determinan e influyen en el comportamiento hidráulico de un depósito de relaves, se muestran los aspectos teóricos de las investigaciones geotécnicas in-situ y de laboratorio, conceptos de flujo de agua y se presenta un marco teórico de cómo estimar las propiedades hidráulicas no saturadas, como son la curva característica suelo-agua y la función de conductividad hidráulica no saturada.

El capítulo III presenta el caso de estudio, investigaciones geotécnicas tomadas en cuenta para la presente tesis, sección de análisis, elaboración del modelo geotécnico, interpretación de los ensayos de piezocono, incluyendo las presiones de poros in-situ según indican los ensayos de disipación y piezómetros.

El capítulo IV se realiza al caracterización geotécnica de los materiales que conforman el depósito de relaves, enfocada en la caracterización física, en la propiedades hidráulicas saturadas y no saturadas.

En el capítulo V se realiza el análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas del caso de estudio, la cual fue dividida en cuatro etapas de análisis enfocadas en la variación de las condiciones de borde y propiedades hidráulicas, según se indica a continuación: (1) análisis de sensibilidad del flujo subterráneo, (2) análisis de sensibilidad de la recarga, (3) análisis de sensibilidad de la anisotropía de la conductividad hidráulica y (4) resultados finales y calibración. Por

último, de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis de infiltración se definen casos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes.

Finalmente, el capítulo VI presenta conclusiones y recomendaciones del análisis desarrollado en la presente tesis, además se recomiendan aspectos geotécnicos que podrían evaluarse en futuras investigaciones.

1.1 GENERALIDADES

El comportamiento hidráulico de un depósito de relaves está condicionado por una serie de acciones externas e internas del entorno, estas pueden ser la propia descarga de relaves, lluvias, evaporación, bombeo desde la laguna de aguas claras, flujo subterráneo, drenaje de agua hacia la fundación o a través del dique; y también por una serie de fenómenos particulares asociados a la granulometría fina de los relaves, tales como consolidación, infiltración, escorrentía superficial y ascenso capilar (Oldecop *et al.*, 2008; Rodríguez y Oldecop, 2011).

El modelamiento numérico aplicado al análisis de flujo de agua en condiciones parcialmente saturadas es una herramienta muy potente que nos ayuda a comprender gran parte de los fenómenos mencionados. Su importancia radica en garantizar la estabilidad de la estructura y evitar algunos problemas como son altos gradientes hidráulicos, altas presiones de poros, retención de humedad (zonas de saturación), pérdidas de agua, entre otros (López-Acosta, 2014).

Para validar los resultados de un análisis de infiltración, este debe contrastarse con información de campo, en este caso con instrumentos de medición de presión de poros, tales como los piezómetros y ensayos de disipación. Varios autores han indicado que la estimación del flujo de agua a partir de solo piezómetros puede conllevar a cometer errores.

Tschuschke *et al.* (2020) muestran como piezómetros puntuales pueden dar una idea errónea del régimen de presión de poros al interior de un depósito de relaves, indicando que lo adecuado es tener piezómetros multiniveles y mejor aún si se tiene ensayos de disipación.

Wentzinger y Armstrong (2018) proporcionan una advertencia sobre la interpretación de presión de poros cercanas a cero que pueden estimarse a partir de lecturas piezométricas, ensayos de disipación u otros instrumentos. Las

presiones de poros in-situ cercanas a cero pueden ocurrir en depósitos de relaves normalmente consolidados donde se produce un flujo vertical. En este caso es posible que los ingenieros supongan incorrectamente que el depósito está no saturado y se evalué la estabilidad con parámetros drenados.

Para comprender los regímenes de presión de poros que puede ocurrir al interior de un depósito de relaves aguas arriba, Martin (1999) esquematiza seis regímenes de presión de poros, donde se observan presiones de poros mayores y menores a la hidrostática, con drenaje y sin drenaje hacia la fundación, entre otros. Asimismo, Martin (1999) indica que es fundamental hacer la distinción entre la presión de poros y el grado de saturación, ya que esta última suele omitirse por la suposición conveniente, simplista y engañosa de las condiciones hidrostáticas.

De acuerdo con los análisis realizados por Rodriguez *et al.* (2021) el grado de saturación es el factor más influyente que controla la estabilidad de la presa. El riesgo de falla de la presa se reduce dramáticamente por debajo del 80% de saturación de relaves. Varias investigaciones (Martin, 1999; Świdziński y Smyczyński, 2022; Morrison, 2022) sugieren que un suelo es susceptible a licuación por flujo (contractivo) cuando presenta un grado de saturación mayor al 80%. Este límite también ha sido empleado para los análisis de estabilidad evaluados en la presente tesis.

1.2 PROBLEMÁTICA

La presencia de grandes cantidades de agua almacenada en un depósito de relaves se considera como el factor principal que desencadena la mayoría de fallas de presas de relaves (Fourie, 2009; Owen *et al.*, 2020). Es por ello que la ubicación de la superficie freática o piezométrica es uno de los factores más importantes en la estabilidad de una presa de relaves (Wang *et al.*, 2011). La simulación numérica es el método más empleado en la predicción o estimación de esta superficie freática (Lyu *et al.*, 2019), la cual suele verificarse con instrumentación piezométrica.

En la práctica de la ingeniería geotécnica en el Perú, es frecuente que el nivel del agua en depósitos de relaves sea definido a partir de análisis de infiltración en condiciones saturadas y en algunos casos definido solo a partir de piezómetros. Sin embargo, debemos conocer que un análisis de infiltración en condiciones

parcialmente saturadas nos permite detectar el grado de saturación, altura capilar, succión y bolsones de agua que podría generarse al interior de un depósito de relaves. Todos estos fenómenos no pueden ser detectados por análisis de infiltración en condiciones saturadas ni únicamente por piezómetros, hoy en día, una herramienta muy importante que nos ayuda a comprender los regímenes de presión de poros al interior de un depósito de relaves son los ensayos de disipación realizados en los sondajes de piezocono.

Para comprender estos tipos de fenómenos resulta muy importante estudiar la teoría de la mecánica de suelos parcialmente saturados, dado que su identificación es clave para predecir el comportamiento mecánico del relave y para evaluar correctamente la estabilidad física del depósito.

En ese contexto, es necesario estudiar los fenómenos hidráulicos que podrían generarse al interior de un depósito de relaves. Para tal fin, la presente tesis, estudia el caso de un depósito de relaves ubicado en la Sierra Central del Perú, donde los ensayos de disipación realizados y el monitoreo piezométrico instalado al interior del depósito, presenta un comportamiento anómalo, el cual estaría asociado a una especie de bolsones de agua (retención de humedad) en los relaves finos, cuyo fenómeno es estudiado a partir de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Simular el comportamiento hidráulico de un depósito de relaves con presencia de bolsones de agua a partir de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas y evaluar su efecto en la estabilidad física.

1.3.2 Objetivos específicos

- Recopilar información geotécnica del depósito de relaves (caso de estudio), con el objetivo de preparar el modelo geotécnico, analizar la información de ensayos de disipación y data piezométrica.
- Obtener y estimar las propiedades hidráulicas saturadas y no saturadas de los materiales que conforman el depósito de relaves.

- Realizar el análisis de infiltración del depósito de relaves, verificar la calibración del modelo numérico a partir de las presión de poros in-situ y discutir los resultados numéricos.
- Evaluar el efecto de la saturación y presiones de poro (positivas) en la estabilidad física de taludes.

1.4 HIPÓTESIS

La simulación de bolsones de agua que se generan al interior de un depósito de relaves puede realizarse a partir de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas.

1.5 TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente tesis es una investigación del tipo aplicada, en la cual se investigan conceptos de mecánica de suelos saturado y no saturado enfocado en el comportamiento hidráulico de relaves, y con apoyo de un software geotécnico se ejecutan los análisis de infiltración de un depósito de relaves (caso de estudio) para la solución del problema.

1.6 METODOLOGÍA

Para el desarrollo de la presente tesis se ha seguido la siguiente metodología:

- Revisión bibliográfica: se estudian conceptos del comportamiento hidráulico en depósitos de relaves; se revisan herramientas y metodologías asociadas a la obtención de las propiedades hidráulicas no saturadas; y se investiga la ejecución de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas a través de un software geotécnico.
- Recopilación y análisis de información del caso de estudio: se recopila información geotécnica de campo del depósito de relaves del caso de estudio, con el objetivo de preparar el modelo geotécnico, el cual estará basado en la interpretación de los sondajes de piezocono y perforaciones; y se analizan e interpretan las condiciones de presiones de poro in-situ (piezómetros y ensayos de disipación) al interior del depósito de relaves y en su fundación.

- Caracterización geotécnica: se analizan e interpretan los resultados de ensayos de laboratorio de los distintos materiales. En cuanto a las propiedades hidráulicas no saturadas, basado en los resultados de laboratorio, se realiza el ajuste de la curva característica suelo-agua (Soil-Water Characteristic Curve - SWCC) a una ecuación empírica usada en la práctica y se realiza la estimación de la función de conductividad hidráulica de los materiales.
- Análisis de infiltración y estabilidad: se modela el depósito de relaves (del caso de estudio) en condiciones saturadas / no saturadas, se realiza una serie de sensibilidades, variando las propiedades hidráulicas y condiciones de borde, con el objetivo calibrar a las condiciones de presiones de poro in-situ; finalmente, se evalúa su impacto en la estabilidad física.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 INTRODUCCIÓN A DEPÓSITOS DE RELAVES

2.1.1 Fallas en presas de relaves

Desde principios del siglo XX, la comunidad geotécnica ha investigado todas las fallas significativas, lo cual ha mejorado nuestro conocimiento de los depósitos de relaves, se han desarrollado métodos de análisis, recopilado lecciones aprendidas y se ha comprometido a lograr cero fallas. La mayoría de las fallas ocurren debido a una combinación de factores, sin embargo, existe un factor específico que llama más nuestra atención. Por ejemplo, en la década de 1960, luego de varias fallas de presas de relaves de Chile, nos enfocamos en estudiar el fenómeno de licuación sísmica. Posterior a la falla de Merriespruit en Sudáfrica en 1994, nos enfocamos en estudiar la licuación estática. Por otro lado, en el año 2014, la falla de la presa de relaves de Mount Polley en Canadá, llamó la atención sobre los roles y responsabilidades de las personas involucradas en el diseño, permisos, construcción operación, monitoreo e inspección de presas de relaves (Alexieva, 2018).

En los últimos años, se tuvieron dos fallas catastróficas en Brasil, en 2015 la falla presa de relaves Fundão o Samarco y en 2019, la falla de Feijão o Brumadinho. Posterior a la falla de Fundão, el Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM, por sus siglas en inglés) llevó a cabo una revisión de la gestión de relaves, encargando esta revisión a un panel de expertos. La revisión recomendó adoptar 6 elementos claves de gestión y gobernanza: (1) responsabilidad y competencia, (2) planificación y recursos, (3) gestión de riesgos, (4) gestión del cambio, (5) preparación de respuesta ante emergencias y (6) revisión y garantía. Asimismo, posterior a la falla de Feijão, el ICMM intensificó su trabajo a fin de establecer un Estándar Global de Gestión de Relaves (GISTM, por sus siglas en inglés), el cuál fue publicado en agosto del 2020 (De la Vega, 2020). El GISTM proporciona un modelo de cambio en la forma como se diseñan, construyen y operan los TSF y es una lectura esencial para cualquier persona que trabaje en este campo (Fourie *et al.*, 2022).

Bowker y Chambers (2015) reportan que las causas de fallas más comunes en presas de relaves son los sismos, *overtopping* y la inestabilidad de taludes con 53,

54 y 50 fallas, respectivamente (ver Figura 2.1). Las fallas inducidas por sismos, generalmente ocurren debido a la licuación de arenas de relaves producto del incremento de presiones de poro lo cual reduce su resistencia cortante y rigidez, esto es crítico especialmente en presas con crecimiento aguas arriba. El *overtopping* o desbordamiento, generalmente ocurre después de fuertes lluvias, debido a la descarga lenta de las aguas superficiales, lo que resulta en un desbordamiento y erosión de la presa. Finalmente, la inestabilidad de taludes puede ser desencadenada por una capa débil en la fundación, erosión si se encuentran condiciones de drenaje deficientes en o cerca del talud, lo que impide que el agua salga de la presa y/o la fundación (Stark *et al.*, 2022).

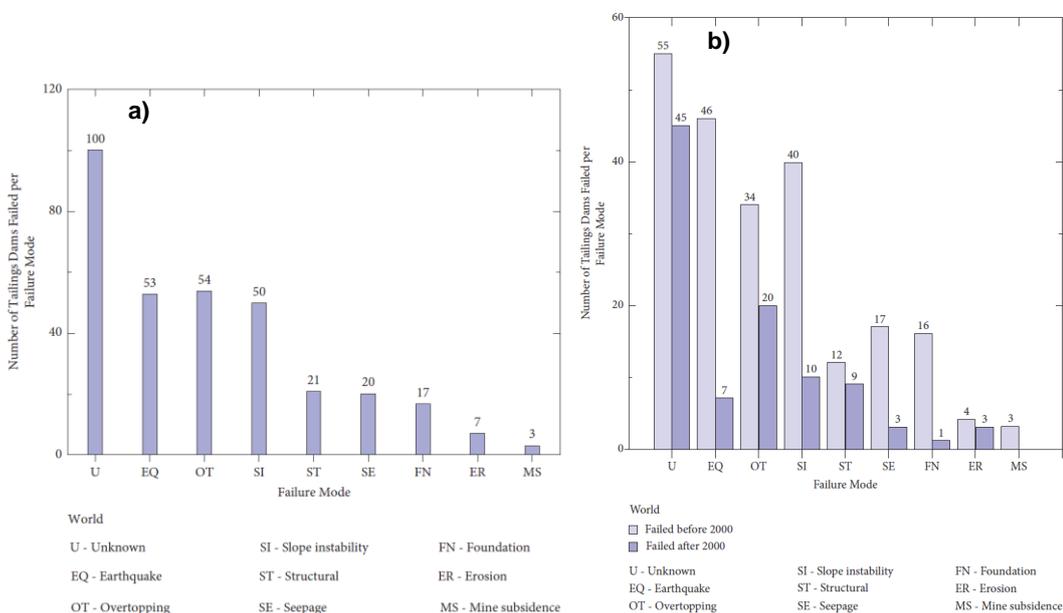


Figura 2.1 a) Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla. b) Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla, antes y después del 2000. Data recopilada de Bowker y Chambers, 2015; Torres-Cruz y O'Donovan, 2022 (Stark *et al.*, 2022)

La Figura 2.2 muestra (según la misma data de la Figura 2.1) que los dos modos de falla más comunes en presas de relaves aguas arriba son los movimientos sísmicos y la inestabilidad de taludes. Sin embargo, la Figura 2.1b muestra que estos dos modos de falla han experimentado una mayor disminución en el número de fallas (antes y después del 2000) de 46 a 7 para fallas por sismos y de 40 a 10 para fallas por inestabilidad de taludes. Esta reducción refleja una mejor entendimiento de los modos de falla que pueden afectar las presas de relaves aguas arriba y mejoras en la tecnología que permiten a los ingenieros predecir el

desempeño de las presas de relaves aguas arriba. Sin embargo, estas observaciones no están alineadas a las fallas ocurridas más recientemente en Brasil y sugieren que las lecciones aprendidas sobre las presas de relaves con crecimiento aguas arriba no se han aplicado en todo el mundo (Stark *et al.*, 2022).

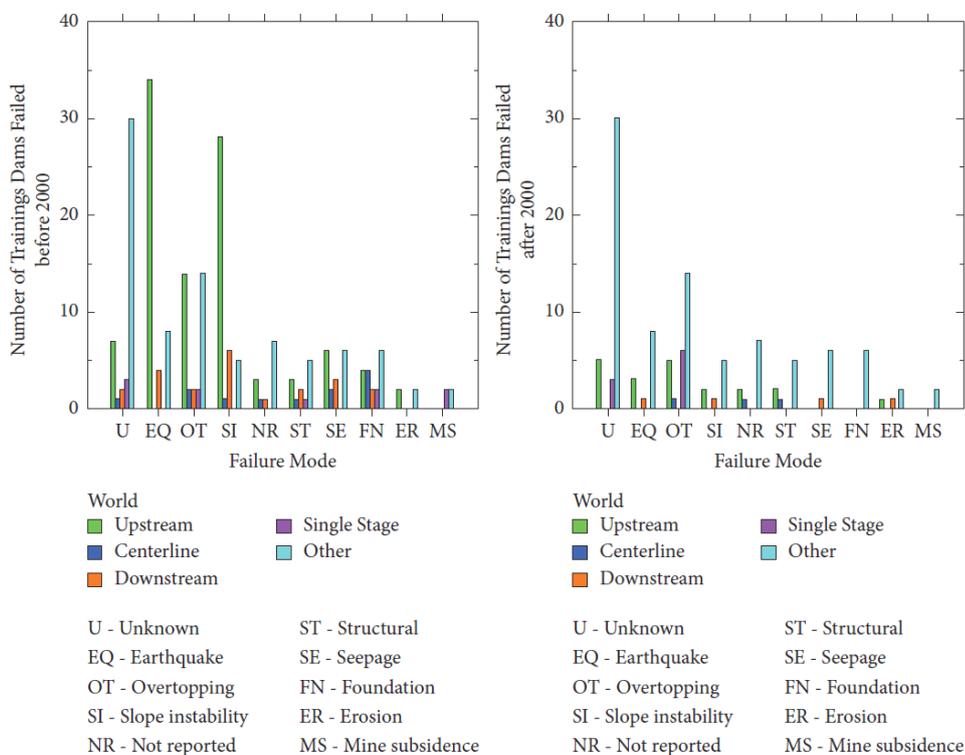


Figura 2.2 Número de presas de relaves que fallaron en el mundo, según un modo de falla y de acuerdo al tipo de presa, antes y después del 2000 Data recopilada de Bowker y Chambers, 2015; Torres-Cruz y O'Donovan, 2022 (Stark *et al.*, 2022)

De acuerdo con Owen *et al.* (2020) la presencia de un contenido alto de agua en los relaves y el resultado de la acción del agua es el factor principal que induce a desencadenar estas fallas (licuación, erosión, *seepage*, *overtopping*).

2.1.2 Métodos de crecimiento

Los métodos de crecimiento de presas de relaves, independientemente del tipo de material utilizado en su construcción, generalmente se dividen en tres clases: aguas arriba, aguas abajo y en la línea central. Esta clasificación se refiere a la dirección con la que se mueve la cresta del dique a medida que ésta crece, con respecto a la posición del dique de arranque (Vick, 1990):

- **Método aguas arriba:** consiste de un dique de arranque apoyado sobre el suelo de fundación y diques de recrecimientos apoyados parcialmente en el dique anterior y en la playa de relaves inmediatamente aguas arriba. Los diques de recrecimientos pueden estar conformados de la fracción gruesa del relave o material de préstamo. La estabilidad física del depósito depende de las propiedades geomecánicas de los relaves.
- **Método aguas abajo:** los diques de arranque y sus recrecimientos se apoyan totalmente sobre el suelo de fundación. Una de las grandes ventajas de este método, es su capacidad para retener un gran volumen de agua directamente contra la cara aguas arriba, sin riesgos en términos de licuación estática o dinámica, o estabilidad de la presa debido a variaciones en el nivel de la superficie freática, por lo que el desempeño de estas presas tiende a ser independiente de las propiedades geomecánicas de los relaves (Bella, 2017).
- **Método línea central:** es una estructura intermedia, con el espaldón apoyado sobre suelo de fundación. Este método es útil cuando la huella total de la presa tiene restricciones físicas (BHP, 2022). El diseño de línea de central hace uso de zonas de drenaje internas para evitar niveles de agua elevados dentro de la presa y evitar riesgos de falla (Bella, 2017).

La Figura 2.3 muestra una comparación esquemática de los tres métodos, además se puede observar que el método aguas abajo ocupa un mayor volumen del dique de contención, lo que implica mayores costos.

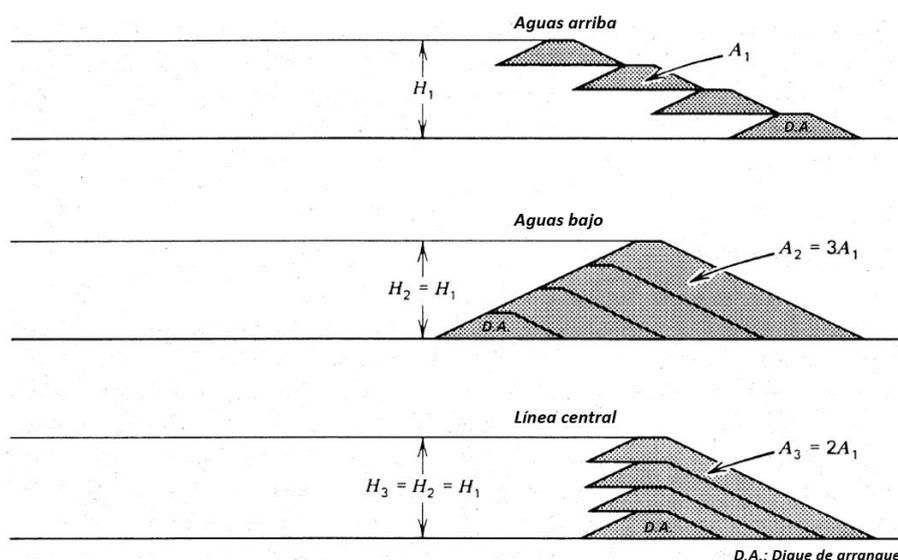


Figura 2.3 Esquema de los métodos de recrecimiento de presas de relaves y comparación del volumen de relleno del dique (Vick, 1990)

2.1.3 Propiedades geotécnicas de los relaves

Desde el punto de vista de ingeniería geotécnica las propiedades más importantes de los relaves son: propiedades índices, densidad, permeabilidad, compresibilidad, consolidación y resistencia al corte. Estas propiedades varían en un depósito de relaves de acuerdo al punto de descarga, generalmente se realiza desde la cresta del dique por medio de spigots. La Figura 2.4 muestra una variación típica de las propiedades geotécnicas de los relaves en un depósito con crecimiento aguas arriba, el cual presenta una mayor densidad, permeabilidad y resistencia al corte cerca al punto de descarga, donde se depositan primero las partículas más gruesas y presenta menor densidad, permeabilidad y resistencia al corte hacia la laguna de aguas claras (pond), donde se depositan las partículas más finas.

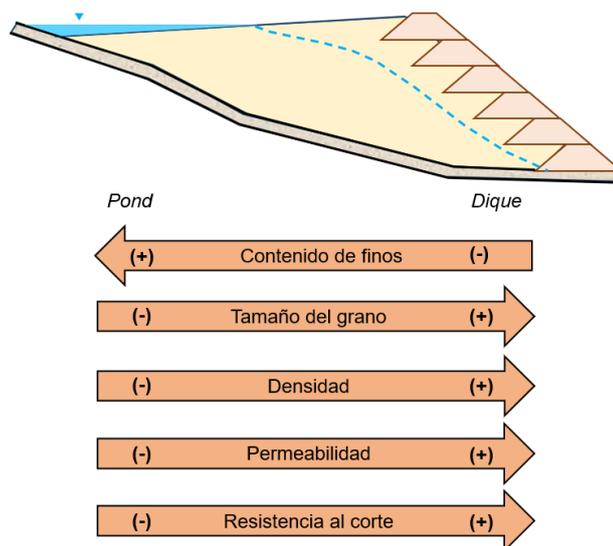


Figura 2.4 Variación de las propiedades del relave según el punto de depositación en una presa con recrecimiento aguas arriba (adaptado de With *et al.*, 2004)

A continuación, se describe a mayor detalle las propiedades que son de interés en la presente tesis.

2.1.3.1 Propiedades índice

Las propiedades índice hacen referencia a la distribución del tamaño de partículas (granulometría), límites de Atterberg, gravedad específica de sólidos y la mineralogía.

La granulometría del relave está determinada por el tipo de mineral y el proceso de molienda (Witt *et al.*, 2004). Sarsby (2013) presentó un amplio rango de granulometrías de relaves según el tipo de mineralogía (ver Figura 2.5). Esta propiedad fundamental de los relaves controla otras propiedades como son permeabilidad y resistencia. Por ejemplo, si los relaves tienen una gran cantidad de partículas del tamaño arcilla, estos pueden exhibir una baja permeabilidad y estar sujetos a una pérdida de resistencia debido a la generación de presiones de poro excesivas durante la carga.

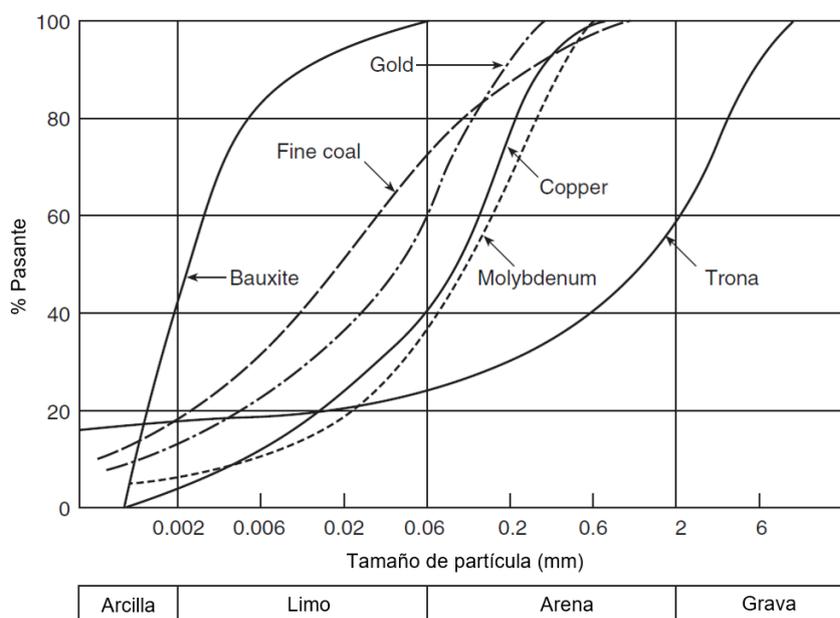


Figura 2.5 Curvas granulométricas de relaves (Sarsby, 2013)

Para clasificar físicamente el material, se realizan ensayos de granulometría junto con los ensayos de límites de Atterberg. Estos últimos, nos proporciona información de la plasticidad del suelo, es decir, si las partículas del tamaño de la arcilla contienen minerales arcillosos. Los relaves con un índice de plasticidad alto son de grano más fino y tienen características de baja permeabilidad y drenaje, mientras que los relaves con un índice de plasticidad bajo (o nulo) son más gruesos y permeables. Existe otro tipo de clasificación, que viene siendo usado ampliamente, basado en el tipo de comportamiento del suelo, que será abordado en la sección 2.3.1.4.

La gravedad específica es la relación entre el peso específico de sólidos y el peso específico del agua, y es un parámetro fundamental para establecer las relaciones

peso-volumen. Generalmente una alta densidad se atribuye a una alta gravedad específica. La densidad de partículas de relaves es un parámetro clave que se utiliza en los ensayos típicos de caracterización de relaves y en los cálculos de diseño.

Los ensayos de mineralogía son importantes para identificar la composición de los relaves. Comprender la mineralogía de los relaves puede ayudar a explicar el comportamiento de los relaves y brindar información sobre la adición de productos químicos o floculantes para ayudar en el manejo de los relaves.

2.1.3.2 Propiedades hidráulicas

Cuando hablamos de las propiedades hidráulicas nos referimos principalmente a la conductividad hidráulica saturada, conductividad hidráulica no saturada y la curva característica suelo-agua, éstos dos últimos términos serán abordados a mayor detalle en el sección 2.5.

En comparación con otras propiedades geotécnicas de los relaves, la conductividad hidráulica es la más difícil de definir y generalizar, dado que varía en función de la relación de vacíos (a su vez esta varía con el confinamiento), granulometría (particularmente del contenido de finos), plasticidad, grado de saturación y viscosidad del fluido; es decir, depende de las condiciones in-situ, propiedades del suelo y del fluido. Además de lo mencionado, dada su naturaleza estratificada, los depósitos de relaves presentan una considerable variación de la conductividad hidráulica en dirección horizontal y vertical, a lo que se conoce como razón de anisotropía; por ejemplo, para un depósito de arenas de playa uniforme, la relación de anisotropía (k_h/k_v), generalmente está en el rango entre 2 a 10 (Vick, 1990). Asimismo, es probable que, en zonas de playa de transición, en áreas de arenas relativamente limpias y relaves finos se presente relaciones de anisotropía altas, valores de k_h/k_v de 100 a más, debido a la intercalación de partículas finas y gruesas (Sarsby, 2013). La Figura x muestra valores de conductividad hidráulica en relaves gruesos y finos.

Material	Fuente	k_v ($\times 10^6$ m/s)	k_h ($\times 10^6$ m/s)
Arenas	Mittal and Morgenstern (1975)	9 – 200	–
	Genevois and Tecca (1993)	5 – 40	–
	Vick (1983)	10 – 10000	–
	Qiu (2001)	25 – 100	–
Finos	Genevois and Tecca (1993)	0.005 – 0.01	–
	Routh (1984) – China clay	0.5 – 5	20 – 50
	Routh (1984) – tungsten	0.2	1
	Blight (1994)	0.001 – 0.1	–
	Qiu (2001)	0.2 – 11	–

Figura 2.6 Valores de conductividad hidráulica en relaves gruesos y finos (Sarsby, 2013)

Se han propuesto varias correlaciones para estimar la conductividad hidráulica saturada en diferentes suelos (ver Figura 2.7). La mayoría de estas correlaciones son empíricas y se relacionan con materiales granulares uniformes, sin embargo, una pequeña presencia de finos (limos y arcillas) puede cambiar la conductividad hidráulica en órdenes de magnitud. Es por ello, que estas correlaciones tienen una aplicación muy limitada en la mayoría de depósitos de relaves y suelos naturales, debido a la amplia gama de granulometrías, estado de esfuerzos y heterogeneidad de los materiales (Sarsby, 2013).

Tipo de suelo	Relación
Arenas limpias (Hazen, 1892)	$k = C(d_{10})^2$ m/s d_{10} , tamaño de partícula del 10% (en mm); C, factor que varía entre 0.01 (denso) y 0.015 (estado suelto) aproximadamente
Suelos arenosos (Carmen, 1956, Korzeny–Carmen equation)	$k = C_1 \left(\frac{e^3}{1+e} \right)$ m/s C_1 , factor del orden de 0.001 (arena fina) a 0.1 (arena gruesa); e, relación de vacíos
Suelos (general) (Taylor, 1966)	$k = d^2 \left(\frac{\gamma_w}{\mu} \right) \left(\frac{e^3}{1+e} \right) C$ d , tamaño de partícula equivalente μ , viscosidad del permeante; C, factor que tiene en cuenta la forma de la sección transversal por que que ocurre el flujo; γ_w , peso unitario de agua
Arena media a fina (Shahabi et al., 1984)	$k = 1.2C^{0.735} d_{10}^{0.88} \left(\frac{e^3}{1+e} \right)$ C, factor de forma; d_{10} , 10% de las partículas más finas; e, relación de vacíos
Arcilla blanda remoldeada (Carrier and Beckman, 1984)	$k = \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{LI + 0.242}{95.21} \right)^{4.29}$ m/s LI, índice de liquidez = $(w - w_p)/(w_L - w_p)$
Suelos arcillosos para barreras de baja permeabilidad en sitios de disposición de residuos (Sarsby and Williams, 1995)	$k_{opt} = \frac{40(1+e)100^{\log d_{10}}}{CU} \left(\frac{d_0}{d_{10}} \right)^2$ m/s CU, coeficiente de uniformidad; d_0 , tamaño de partícula para porcentaje cero en la curva granulométrica; d_{10} , tamaño de partícula del 10%; e, relación de vacíos
Arenas y gravas (Chapuis, 2004)	$k = \frac{1.5d_{10}^2 e^3 (1 + e_{max})}{(1 + e)e_{max}^3}$
Suelos en general (Odong, 2007)	$k = \frac{CF(g)}{\mu} \left(\frac{n - 0.13}{(1 - n)^{0.33}} \right)^2 d_{10}^2$ n , porosidad; CF, factor de clasificación que oscila entre 0.061 y 0.0107; g , constante gravitacional

Figura 2.7 Estimación de la conductividad hidráulica a partir de correlaciones (Sarsby, 2013)

En la práctica ingenieril, es usual que la conductividad hidráulica saturada sea obtenida da partir de ensayos de campo (in-situ) y laboratorio. Como ensayos de campo tenemos a los ensayos ejecutados en perforaciones, como son Lefranc (en suelos y rocas fracturadas) y Lugeon (en rocas competentes); y ensayos de infiltración ejecutados en calicatas o en el terreno superficial. En cuanto a los ensayos de laboratorio, tenemos el equipo de pared rígida y flexible en los cuales se realizan los métodos de carga constante y variable.

2.1.3.3 Propiedades de resistencia

La resistencia de un material de relaves es un parámetro importante cuando se considera la estabilidad de depósitos de relaves. De acuerdo con la guía del ANCOLD (2012), para la evaluación de la estabilidad de un depósito de relaves se requiere el conocimiento de la resistencia drenada, no drenada y post-sismo, las cuales son descritas a continuación:

- La **resistencia drenada** se representa como un ángulo de fricción. El ángulo de fricción se puede representar como un valor de "pico" o "estado crítico", dependiendo de la densidad del suelo en relación con la línea de estado crítico, el rango de deformaciones significativas esperado para la estructura geotécnica analizada y el método de ensayo. El ángulo de fricción del estado crítico generalmente se considera un parámetro intrínseco del suelo.
- La **resistencia pico no drenada**, es la resistencia que adquiere el suelo cuando esta se corta a una velocidad tal que las presiones de poro inducidas no pueden disiparse. La resistencia pico no drenada generalmente se expresa como una relación con el esfuerzo vertical efectivo previo al corte del elemento de suelo considerado. La resistencia pico no drenada no es una propiedad intrínseca del suelo. Más bien, está influenciado por la densidad del suelo, estructura del suelo, orientación de esfuerzos principales y velocidad de corte. La resistencia pico no drenada incluye el registro de la generación de presiones de poro durante el corte.
- La **resistencia post-sismo**, es la resistencia que puede movilizar un suelo después de una carga sísmica, donde el suelo se corta a una velocidad tal que las presiones de poro inducidas por el corte no pueden disiparse. La resistencia post-sismo también se conoce como resistencia licuada y una variedad de otros términos. Esta resistencia suele ser el resultado de una

carga sísmica, pero en algunas circunstancias puede ser movilizada por una carga monótona rápida. La resistencia post-sismo generalmente se expresa como una relación con el esfuerzo vertical efectivo previo al corte y a la carga sísmica del elemento de suelo considerado. La resistencia post-sismo no es una propiedad intrínseca del suelo. Más bien, está influenciado por la densidad del suelo, estructura del suelo, orientación de esfuerzos principales, velocidad de corte y, en algunos casos, la magnitud de la carga sísmica y las deformaciones de corte resultantes.

Generalmente para determinar estos parámetros de resistencia drenados y/o no drenados se utilizan ensayos triaxiales. Asimismo, en esta última década, el ensayo de CPTu o piezocono se ha vuelto muy popular para obtener información geotécnica in-situ, incluyendo la estimación de parámetros de resistencia a través de correlaciones. El estado del arte indica que ambos ensayos deben complementarse para evaluar este tipo de parámetros. Si bien es cierto, no forma parte de la tesis evaluar procedimientos para la estimación de parámetros de resistencia, en la sección de recomendaciones se listará algunas sugerencias que ayuden a otros investigadores a poderlas evaluar.

2.2 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN DEPÓSITOS DE RELAVES

Casi todas las fallas de depósitos de relaves están relacionadas directa o indirectamente con el agua, como son las filtraciones, tubificación, erosión interna y externa, licuación y desbordamiento (*overtopping*). Es por ello que resulta importante entender el comportamiento hidráulico al interior de un depósito de relaves.

2.2.1 Factores que afectan la superficie piezométrica

Existen diversos factores que afectan la superficie piezométrica de un depósito de relaves aguas arriba, esto se esquematiza en la Figura 2.8. Por ejemplo, la elevación del pond muy cercana al dique, puede ocasionar el fenómeno de *overtopping*, lo cual amenaza su estabilidad global. Asimismo, una buena segregación del relave, es decir, las partículas gruesas se asientan cerca al dique y las partículas finas hacia el pond, puede reducir la superficie piezométrica. Además de ello, una fundación permeable y un adecuado sistema de subdrenaje favorecen la reducción de la superficie piezométrica. Un fenómeno que viene

siendo poco estudiado son las superficies piezométricas empozadas (*perched piezometric surfaces*) o bolsones de agua, como se denomina en la presente tesis, esto puede ocasionar niveles de saturación elevados, lo cual puede comprometer la estabilidad del dique.

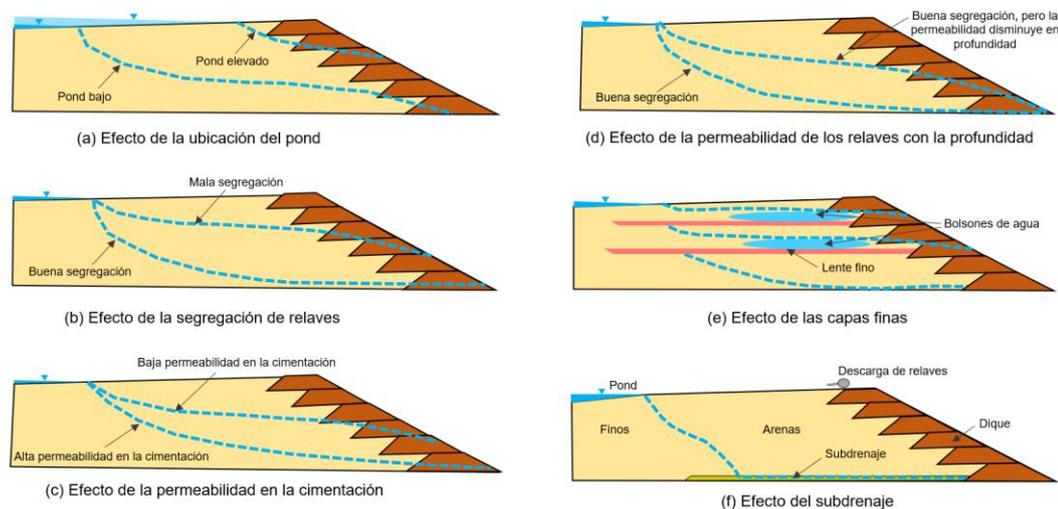


Figura 2.8 Factores que influyen en la ubicación de la superficie freática en un depósito de relaves aguas arriba: (a) efecto de la ubicación de pond; (b) efecto de la segregación granulométrica de la playa y la conductividad hidráulica lateral; (c) efecto de la conductividad hidráulica de la fundación; (d) efecto de la disminución de la conductividad de los relaves con la profundidad; (e) efecto de las capas finas; (f) efecto del subdrenaje si no existen capas finas (Fell *et al.*, 2015)

2.2.2 Condición no saturada en depósitos de relaves

Los depósitos de relaves suelen crecer mediante la descarga de lodo (*slurry*) dentro de un embalse. La mayoría de los relaves son materiales de grano fino, por lo tanto, su permeabilidad es baja y los fenómenos no saturados juegan un papel importante en su comportamiento (Zandarín *et al.*, 2009).

Parte del volumen de un depósito de relaves que está por encima de la superficie freática se encuentra permanentemente en una condición de saturación parcial. Es decir que los poros del relave están llenos con más de un fluido (generalmente aire y agua) y debido al fenómeno de tensión superficial, la presión de agua es inferior a la atmosférica. En esta zona no saturada se presenta una serie de fenómenos singulares tales como infiltración, evaporación, ascenso capilar, retracción, agrietamiento, etc. La Figura 2.9 resume los factores y fenómenos que ocurren en un depósito de relaves típico.

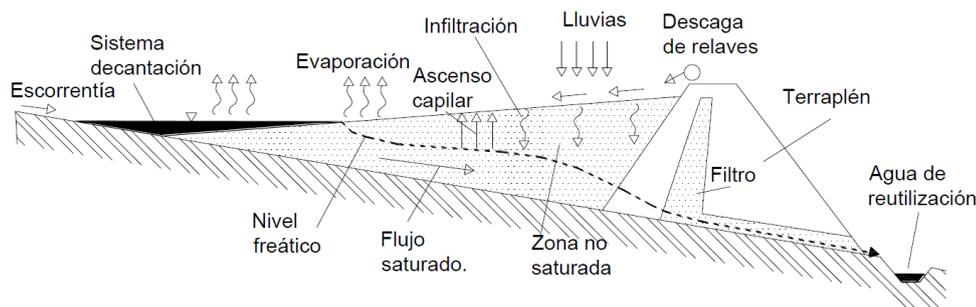


Figura 2.9 Esquema de un depósito para relaves, indicando los factores y fenómenos que los afecta (adaptado de Zandarín *et al.*, 2009)

El ascenso capilar en materiales de grano fino puede ser enorme, además, hace que el material ubicado sobre la superficie freática mantenga un grado de saturación elevado, cercano al 100%. La presencia de grandes volúmenes de material en ese estado de quasi-saturación puede constituir un factor que incremente el peligro de falla del depósito, ya que aportes relativamente pequeños de agua, como provenientes de lluvias, pueden producir ascensos de la superficie freática inesperadamente rápidos (Oldecop *et al.*, 2008).

Zandarín *et al.* (2008) mostraron que el agua almacenada en la zona no saturada (agua capilar) de un depósito de relaves, puede ser uno de los factores determinantes de su respuesta hidráulica ante aportes de agua extraordinarios, como lluvias, deshielo, crecidas, etc. y en definitiva un factor determinante de su estabilidad.

2.2.3 Efecto de la lluvia

Hay muchos factores que afectan la estabilidad de un depósito de relaves. Entre ellos, la lluvia es uno de los factores más comunes que inducen fallas en estas estructuras. El proceso de infiltración de lluvia en un talud de una presa de relaves es similar, en general, al de un talud de un suelo no saturado (Xin *et al.*, 2019).

La distribución vertical de la succión matricial en un suelo parcialmente saturado, generalmente depende de varios factores: las propiedades hidráulicas del suelo, indicadas por la curva característica y la función de conductividad hidráulica del suelo (Chen *et al.*, 2003), factores ambientales (infiltración debida a precipitaciones y al fenómeno de evaporación), y las condiciones de frontera, incluyendo la ubicación del nivel freático. La combinación de estos factores puede

generar diferentes perfiles de succión matricial, como se muestra en la Figura 2.10. El efecto de la infiltración en suelos parcialmente saturados puede ser analizada utilizando la teoría de la mecánica de los suelos parcialmente saturados.

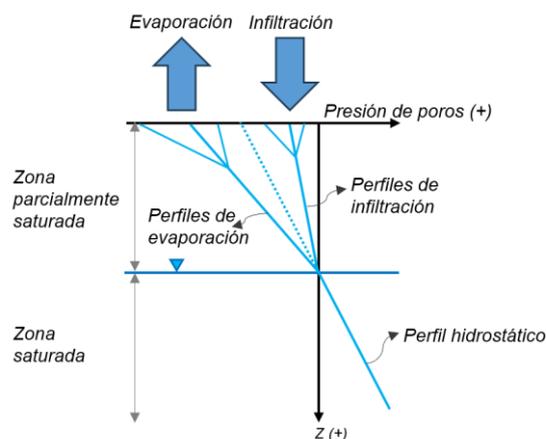


Figura 2.10 Modelo conceptual de perfiles de succión en suelos parcialmente saturados bajo diferentes condiciones superficiales de frontera (Yeh *et al.*, 2008)

A lo largo de la historia de un talud o ladera ocurren fluctuaciones en la saturación de los materiales y en los niveles del agua dentro del terreno asociados con las variaciones estacionales y cambios climáticos. De acuerdo con esto, en temporadas secas, los suelos por encima del nivel de aguas freáticas se mantienen secos o parcialmente saturados. En los materiales parcialmente saturados se generan presiones de poro negativas (succión), aumentando temporalmente la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales.

Ante la ocurrencia de precipitaciones intensas y prolongadas, la infiltración de aguas lluvias en el subsuelo gradualmente satura los materiales, en los que se va perdiendo la succión y se generan aumentos de la presiones de poros (positiva). De acuerdo con la intensidad y la duración de las lluvias, y la permeabilidad de los materiales se puede generar una saturación de los materiales superficiales y aumentos en el nivel de agua dentro del talud o la ladera.

La infiltración por precipitaciones en el terreno genera cambios en el comportamiento de los suelos, incluyendo: el aumento en el contenido de agua volumétrico, grado de saturación, conductividad hidráulica, peso unitario (Wang y Huang, 2006); disminución de la cohesión efectiva, ángulo de fricción interna, succión matricial (incluso desaparición) y la generación e incremento de presiones

de poros (Hu *et al.*, 2001; Xiong *et al.*, 2005), además del desarrollo de nuevas deformaciones y desplazamientos en el talud (Qi y Huang, 2004); ocasionando la inestabilidad del talud.

2.2.4 Regímenes de presión de poros

Los relaves depositados en forma de lodos (*slurry deposition*), generalmente mostraran condiciones de presiones de poros no hidrostáticas (Wentzinger y Armstrong, 2018), debido a la estructura heterogénea y la naturaleza estratificada de los sedimentos como el proceso de sedimentación (Tschuschke *et al.*, 2020). Martin (1999) definió seis regímenes idealizados de presión de poros, los cuales se muestran en la Figura 2.11. Es importante indicar que, las condiciones de presiones de poros reales pueden ser una combinación de estas o incluso de otros factores.

- **Condición de presión de poros hidrostática:** comúnmente se suele asumir una distribución de poros hidrostática en depósitos de relaves aguas arriba en los análisis de estabilidad física. De acuerdo con Martin (1999) esta suposición errónea se debe a una simplificación excesiva del modelo, inadecuada cobertura del monitoreo piezométrico e interpretación incorrecta de la data piezométrica disponible (Figura 2.11a).
- **Condición de presión de poros mayor a la hidrostática sin drenaje hacia la fundación:** se debe a un estado subconsolidado del relave, producto de una tasa de crecimiento rápida o cierta plasticidad de los finos, junto con materiales en la base de permeabilidad similar o menor que los relaves. Este es el régimen de presión de poros es la más desfavorable en términos de estabilidad física (Figura 2.11b).
- **Condición de presión de poros mayor a la hidrostática con drenaje hacia la fundación:** similar a lo anterior, se debe a un estado de subconsolidación, pero con presiones de poros menores a la hidrostática cerca a la base debido a algún grado de drenaje, por lo tanto, el relave se está consolidando en condiciones de doble drenaje (Figura 2.11c).
- **Condición de presión de poros menor a la hidrostática:** es la condición comúnmente encontrada, donde las presiones de poros en todo el perfil son menores a la hidrostática y es debido al drenaje hacia la fundación por ser materiales mucho más permeables que los relaves. Este régimen de

presiones de poros es más favorable que los tres anteriores en términos de estabilidad física (Figura 2.11d).

- **Condición de presión de poros cercanas a cero:** indica una condición de presión de poros esencialmente nula al interior del depósito de relaves, a pesar de un nivel de saturación relativamente alto. Este régimen puede indicar una condición totalmente consolidada del relave cuando existe filtración vertical. Usando solo piezómetros de tubo abierto, e incluso piezómetros de presión, es posible malinterpretar este régimen de presión de poros como no saturado, lo que conlleva al diseñador a asumir una condición drenada (Figura 2.11e).
- **Condición no saturada:** indica la condición del material grueso como no saturada, con presiones de poros negativas en el perfil. Según Martin (1999) esta condición probablemente se pueda lograr en climas áridos (donde la evaporación anual es bastante mayor a la precipitación anual) con descargas sistemáticas de capas de poco espesor y altos periodos sin descarga para el secado al aire, y con buen sistema de drenaje (Figura 2.11f).

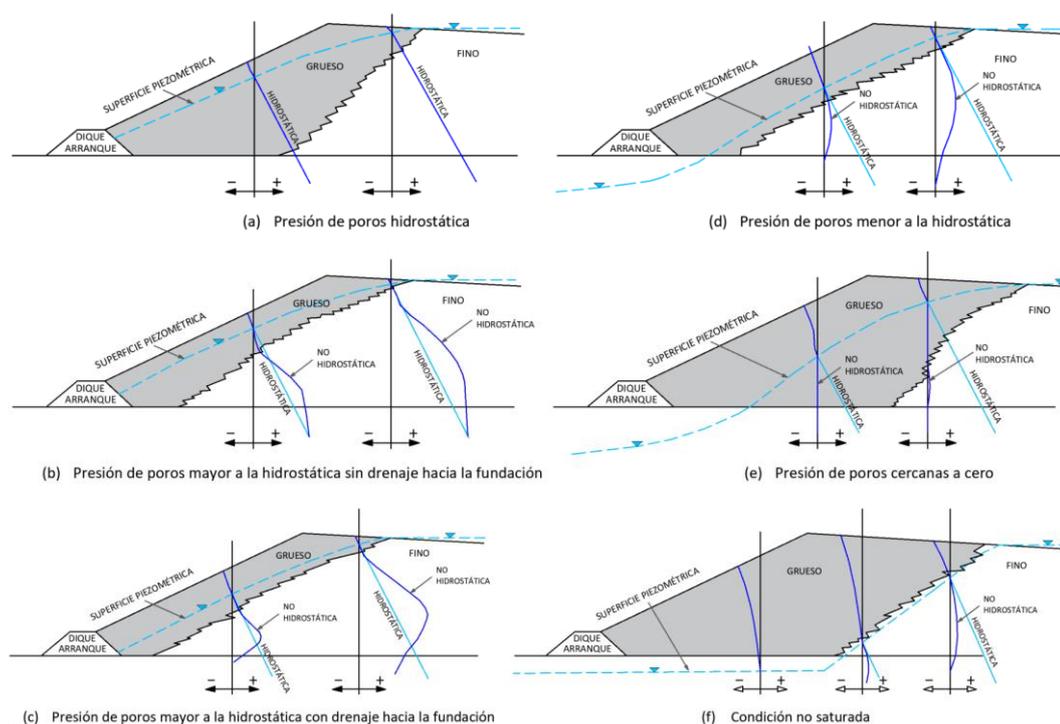


Figura 2.11 Tipos de regímenes de presiones de poros en depósitos de relaves
(adaptado de Martin, 1999)

2.2.5 Medición de la presión de poros

Para la medición de la presión de poros in-situ (en equilibrio) al interior de un depósito de relaves, se pueden considerar piezómetros de cuerda vibrante multinivel y ensayos de disipación del piezocono (Wentzinger y Armstrong, 2018). La medición con un solo piezómetro puede no ser confiable, dado que este solo me indica la presión de poros en la profundidad del sensor. Una evaluación mucho más realista y adecuada es considerar un conjunto de piezómetros instalados a distintas profundidades (piezómetros multinivel) para determinar el perfil de presión de poros; Tschuschke *et al.* (2020) realizan una comparación de ambos casos según se muestra en la Figura 2.12.

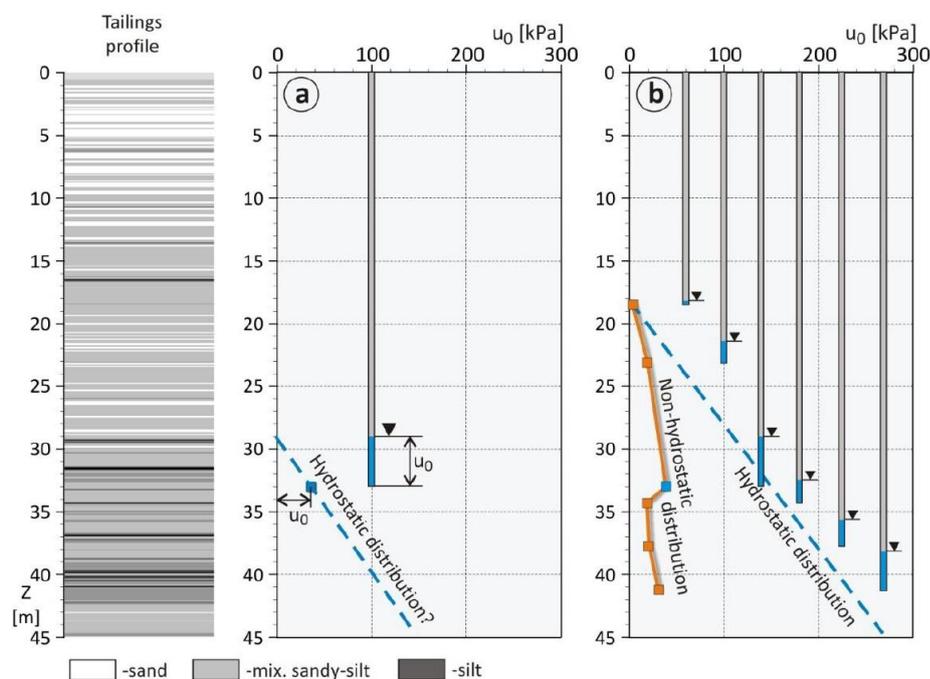


Figura 2.12 Evaluación de las condiciones de presiones de poros en el perfil del relave basado en (a) un solo piezómetro y (b) piezómetros multinivel (Tschuschke *et al.*, 2020)

Por otro lado, los ensayos de disipación del piezocono pueden indicar de manera más precisa el perfil de presión de poros. La Figura 2.13 muestra las diferencias en la evaluación considerando un solo piezómetro, piezómetros multinivel y ensayos de disipación (Tschuschke *et al.*, 2020)

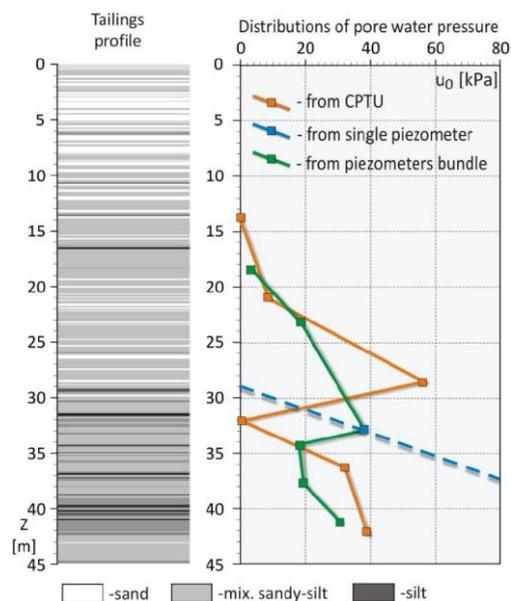


Figura 2.13 Comparación del perfil de presión de poros obtenido de piezómetros y de ensayos de disipación del piezocono (Tschuschke *et al.*, 2020)

De Carvalho y Guimarães (2019) mostraron dos perfiles de presiones de poros no hidrostáticos en presas de relaves aguas arriba (ver Figura 2.14). En el caso (a) el nivel de agua se encontraba a una profundidad de 6.4 m y se observa que, hasta 14 m de profundidad, la presión de poros de equilibrio es similar a la hidrostática. Mayor a esta profundidad, hasta el final del sondaje, la presión de poros es menor a la hidrostática. En el caso (b), el nivel del agua se encontraba a una profundidad de 14.6 m, hasta aproximadamente 18 m, la presión de poros es la hidrostática. Entre los 18 y 30 m de profundidad la presión de poros fue mayor a la hidrostática. A partir de los 30 m, la presión de poros fue menor a la hidrostática.

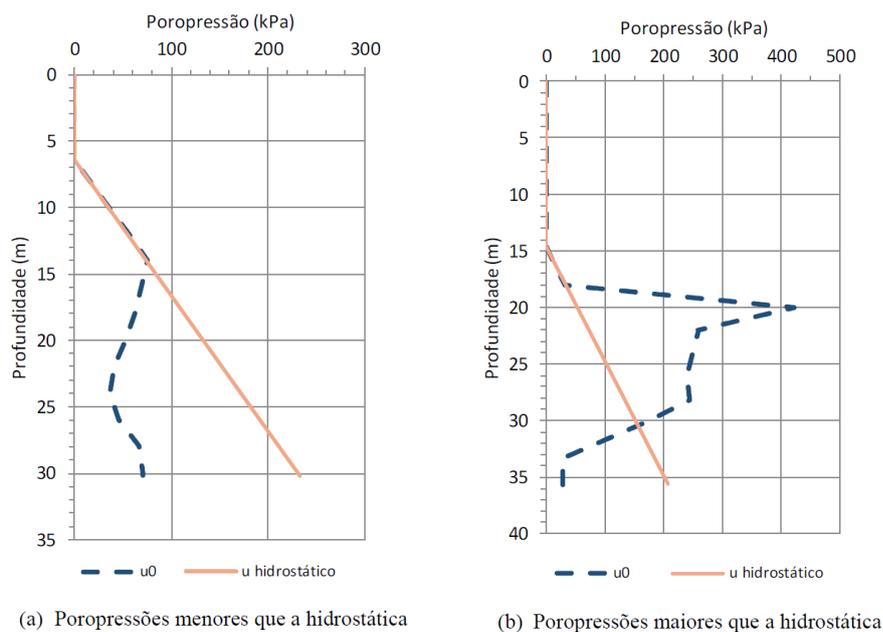


Figura 2.14 Presiones de poro medidas del de ensayos de disipación del piezocono en presas aguas arriba (De Carvalho y Guimarães, 2019)

2.2.6 Influencia del grado de saturación

El grado de saturación juega un rol fundamente en la definición de qué resistencia usar en los análisis de estabilidad, drenada o no drenada. (Morrison, 2022). La práctica actual, generalmente asume que los suelos completamente saturados, es decir, que presentan un grado de saturación del 100 %, o suelos que están bajo una superficie freática o piezométrica pueden únicamente desencadenar un comportamiento no drenado, sin embargo, esto puede no ser del todo conservador, ya que incluso suelo parcialmente saturados pueden sufrir una pérdida considerable de resistencia durante la carga de corte.

La licuación puede ocurrir incluso en suelos parcialmente saturados, con un grado de saturación suficiente para inducir la contracción asociada a la disipación de agua en lugar de aire (Yoshimi *et al.*, 1989; Aubertin *et al.*, 2003). Ensayos de laboratorio han confirmado la posibilidad de licuefacción incluso en materiales con un grado de saturación del 80% (Martin, 1999).

Świdziński y Smyczyński (2022) evaluaron el comportamiento de suelos no cohesivos parcialmente saturados sometidos a corte monótonico en condiciones no drenadas en cámaras triaxiales estándar. Se mostró la influencia del nivel de saturación representado por el parámetro B de Skempton en todo el espectro de

las trayectorias de esfuerzo. Los suelos en estado de saturación parcial se caracterizan por valores del parámetro B de Skempton en un rango de $B=1$ (equivalente a la saturación total) y $B=0^+$ (límite inferior de un suelo parcialmente saturado). Asimismo, esta investigación presenta la aplicación de un modelo semiempírico para predecir la respuesta de suelos parcialmente saturados bajo condiciones no drenadas, una comparación de este modelo con los datos experimentales ejecutados en el relave OZM50 se muestra en la Figura 2.15. Además, los resultados experimentales demostraron que los suelos parcialmente saturados en estado contractivo sometidos a carga monótona pueden sufrir el fenómeno de licuación y que el potencial de licuación disminuye a medida que disminuye la saturación. También se demostró que para grados de saturación mayores a 80 % el comportamiento de un suelo no cohesivo cambia suavemente del típico de un medio seco (en condiciones drenadas) a un medio completamente saturado, este comportamiento puede observarse en la Figura 2.16.

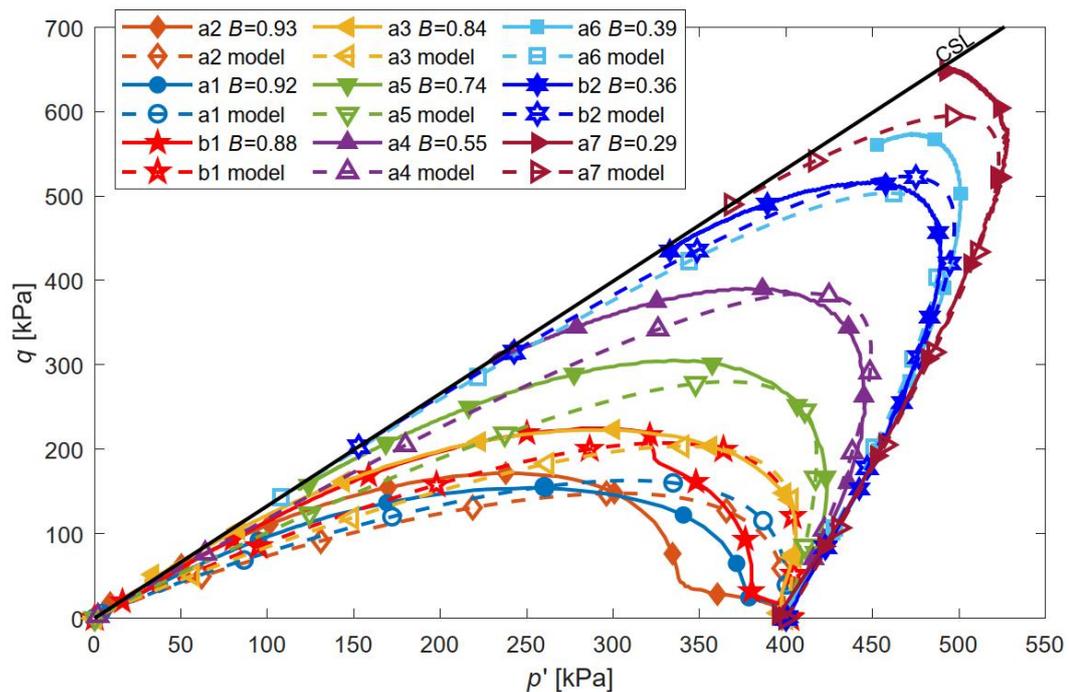


Figura 2.15 Comparación de las predicciones teóricas de ensayos triaxiales en el relave OZM50 en estado parcialmente saturado versus resultados experimentales (Świdziński y Smyczyński, 2022)

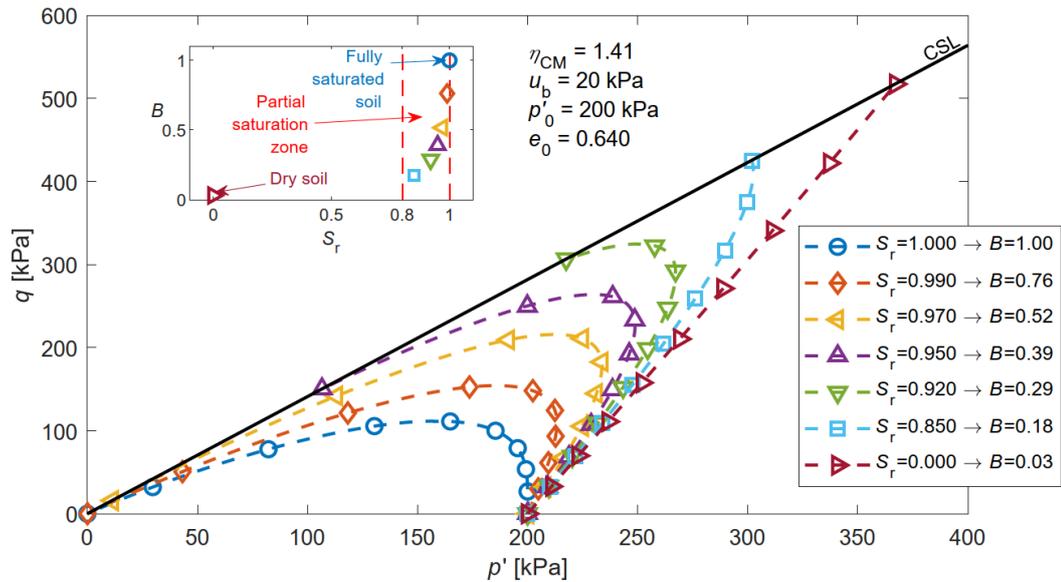


Figura 2.16 Predicción teórica de las trayectorias de esfuerzo para diferentes grados de saturación del relave OZM50 (Świdziński y Smyczyński, 2022)

Por otro lado, González (2019) presentó resultados de ensayos triaxiales UU bajo distintos grados de saturación ejecutados en materiales de relaves, esto fue complementado con los resultados reportados por Bertnal *et al.* (2018) y Hernández (2016). En esta investigación se observó el efecto del grado de saturación sobre el ángulo de fricción aparente. En general, los resultados mostraron que al pasar el 80% de grado de saturación, el ángulo de fricción tiende a disminuir (ver Figura 2.17).

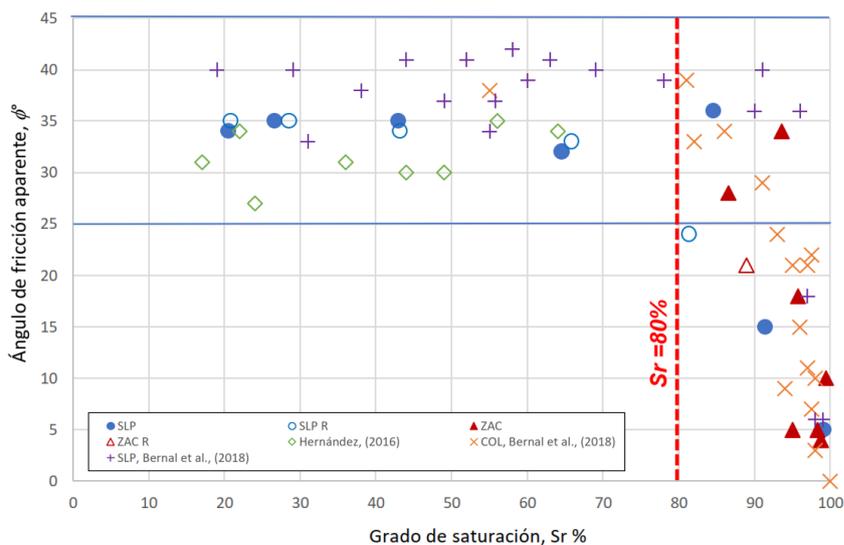


Figura 2.17 Resultados de ensayos triaxiales UU bajo distintos grados de saturación ejecutados en materiales de relaves (González, 2019)

Finalmente, de acuerdo con la guía “*Tailings Management Handbook*” (Morrison, 2022), los suelos contractivos que presentan un grado de saturación mayor al 80 % deben analizarse con la resistencia no drenada pico y residual en los análisis de estabilidad. Además, si las consecuencias son altas, debe asumirse la pérdida de resistencia (valores residuales o licuados). Por otro lado, si el grado de saturación del suelo es menor al 80%, éste debe analizarse con resistencias drenadas. Para la presente tesis, se ha tomado como base lo recomendado por Morrison (2022).

2.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

En esta sección se realiza una breve descripción teórica de los ensayos in-situ y de laboratorio que son de interés en la presente tesis.

2.3.1 Ensayos in-situ

2.3.1.1 Infiltración (calicatas)

El ensayo de infiltración puede ser realizado en calicatas, las cuales deben tratar de ser lo más regulares posible, en donde se realiza el llenado con agua y se va midiendo su descenso en el tiempo. Para la estimación de la conductividad hidráulica se requiere conocer la geometría de la calicata, además del factor de forma según lo propuesto por Hvorslev (1951).

2.3.1.2 Lugeon y Lefranc (perforaciones)

Durante la ejecución de perforaciones es recomendable realizar ensayos de conductividad hidráulica in-situ, esta puede ser medida a partir de ensayos de inyección como son los métodos de Lefranc y Lugeon.

Ensayo Lefranc

Este ensayo se realiza principalmente en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. Se ejecuta al interior de sondeos y puede realizarse durante la ejecución de la perforación o una vez finalizada ésta.

El procedimiento consiste en llenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel constante (ensayo a régimen permanente) o bien medir la

velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable). La medida del caudal de admisión debe realizarse cada 5 minutos, manteniendo el nivel constante en la boca del sondeo durante 45 minutos. Si la admisión es muy alta, debe medirse cada minuto durante los 20 primeros y después cada 5 minutos hasta llegar a los 45 minutos (González de Vallejo *et al.*, 2002)

La ejecución del ensayo requiere que, antes de medir tiempos y caudales, se llene el sondeo de agua, observando que el aire es expulsado y que se estabiliza el nivel y la velocidad de descenso, lo que indica que se ha alcanzado el régimen permanente. La longitud del tramo a ensayar queda siempre definida entre el final de la tubería de revestimiento del sondeo y el fondo del mismo (González de Vallejo *et al.*, 2002).

La Figura 2.18 muestra un esquema del ensayo y las ecuaciones 2.1 y 2.2 definen las expresiones para el cálculo de la conductividad hidráulica:

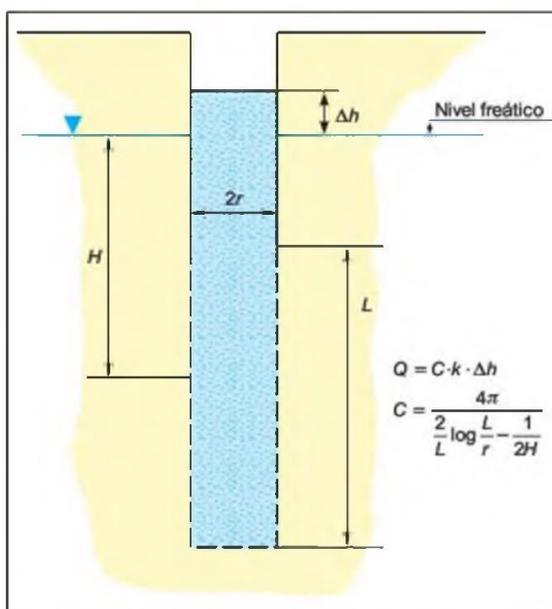


Figura 2.18 Esquema del ensayo Lefranc a nivel constante (Gonzales de Vallejo *et al.*, 2002)

$$k_h = \frac{Q_a}{C \Delta h} \quad 2.1$$

Donde:

k_h : conductividad hidráulica saturada horizontal.

Q_a : caudal admitido (m^3/s).

Δh : altura en metros del agua sobre el nivel piezométrico inicial.

C : coeficiente de forma del sondeo.

$$C = \frac{4\pi}{\left[\left(\frac{2}{L}\right) \log\left(\frac{L}{r}\right) - \left(\frac{1}{2H}\right)\right]} \quad 2.2$$

Donde:

L : longitud del tramo ensayado (m).

r : radio del sondeo (m).

H : distancia del punto medio de la zona ensayada al nivel freático.

Ensayo Lugeon

Este ensayo se realiza en cualquier tipo de litología y estado de fracturación de macizos rocosos. El ensayo consiste en introducir agua a presión constante (10 kp/cm²) en el sondeo, midiendo las admisiones durante un período de 10 minutos. Normalmente, se ensayan tramos de 5 m de sondeo, aislando el tramo de ensayo del resto del sondeo mediante dos obturadores; en este caso el ensayo se conoce también como packer test. Si el ensayo se realiza en el fondo del sondeo (5 m finales) sólo es necesario el empleo de un obturador, correspondiendo en este caso al ensayo tal y como lo definió M. Lugeon en 1933, ver Figura 2.19a (González de Vallejo *et al.*, 2002)

La presión se aplica en escalones sucesivos de carga y descarga de 0, 1, 2, 5 y 10 kp/cm² respectivamente, manteniendo la presión en cada escalón durante 10 minutos. Siempre deben alcanzarse los 10 kp/cm², excepto en rocas blandas en las que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión. Los valores de permeabilidad obtenidos a 5 y 10 kp/cm² no pueden extrapolarse linealmente para presiones mayores.

La unidad de medida del ensayo es el Lugeon que corresponde a una absorción de agua de 1 litro por metro de sondeo y por minuto, realizando el ensayo a 10 atmósferas de presión durante 10 minutos. Una unidad Lugeon equivale a un coeficiente de permeabilidad de 10⁻⁵ cm/s (U.L. = 1 1/m x min = 10⁻⁵ cm/s).

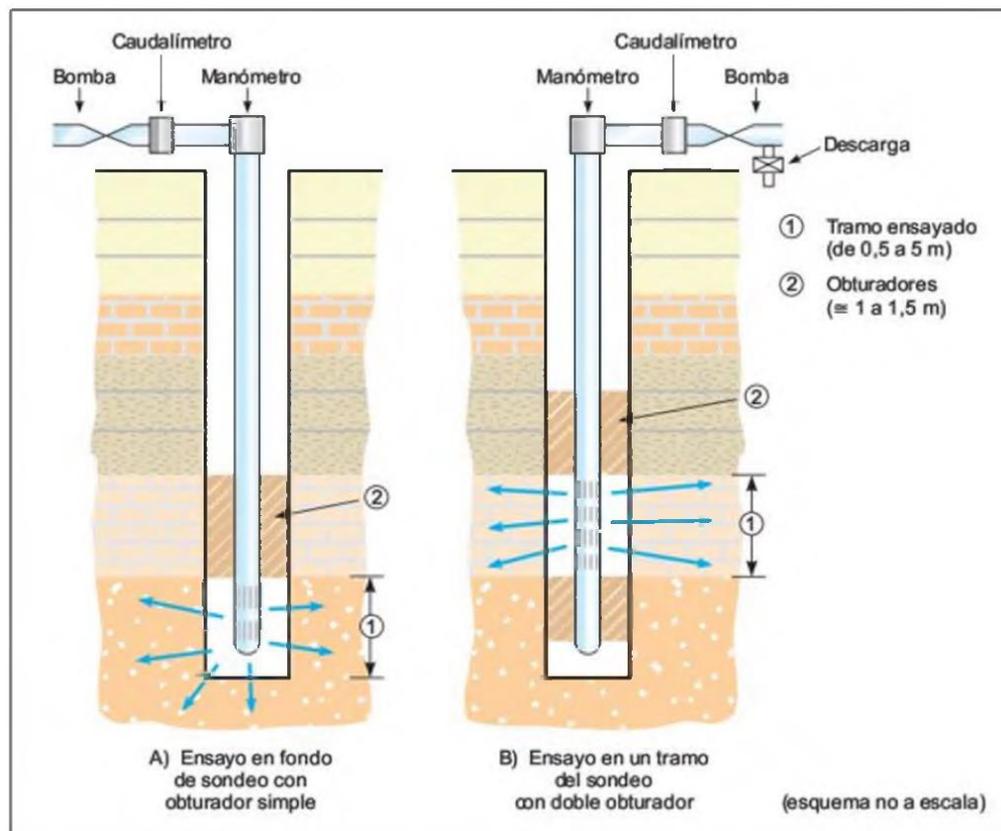


Figura 2.19 Esquema del ensayo Lugeon. A) Obturador simple. B) Obturador doble (González de Vallejo *et al.*, 2002)

2.3.1.3 Tomografía eléctrica

La tomografía eléctrica es un método de prospección geofísica cuyo objetivo es obtener la resistividad eléctrica del subsuelo en profundidad y a lo largo del perfil. La resistividad o resistencia específica es una medida de la oposición del material al paso de la corriente eléctrica y tiene unidades de ohmios-metro ($\Omega.m$). Es una característica propia de los materiales, por lo que permite detectar cuerpos o estructuras que están enterrados y que presentan un valor de resistividad distinto al del medio que los rodea (Pro Muñoz, 2021).

En líneas generales, consiste en introducir en el terreno una corriente eléctrica de intensidad conocida, a través de unos electrodos clavados a lo largo de un perfil de forma equidistante. A partir de la intensidad de esta corriente (I), la diferencia de potencial medida (ΔV), y conociendo la configuración geométrica del dispositivo (K), se puede calcular la resistividad aparente (llamada así porque no es la resistividad real) en puntos situados a lo largo del perfil de observación y a

distintas profundidades (Pro Muñoz, 2021).; tal como muestran los puntos rojos de la Figura 2.20. El cálculo de la resistividad aparente viene dado por la ecuación 2.3. Posteriormente, se lleva a cabo la inversión numérica de la resistividad aparente para obtener la distribución de la real, ambos gráficos se muestran en la Figura 2.21.

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \tag{2.3}$$

Una vez calculado los valores de resistividad eléctrica aparente proporcionarían la estructura eléctrica del subsuelo que se relacionará al tipo de geología o fluidos presentes en la zona de estudio (Pérez *et al.*, 2015). Algunos valores típicos de varios materiales se muestra en la Tabla 2.1.

En cuanto a las metodologías, las más conocidas son los arreglos Wenner, dipolo-dipolo, polo-dipolo y polo-polo. Un esquema de cada uno se muestra en la Figura 2.22. En la presente tesis los ensayos utilizan el arreglo polo-dipolo.

Las principales aplicaciones de este ensayo en ingeniería geotécnica son las siguientes: identificación de saturación en depósitos de relaves, bofedales, contacto suelo-roca, estimación del nivel freático, detección de cavidades y de fugas en presas de relaves, entre otros; sin embargo, como todo ensayo geofísico, una buena práctica es validar los resultados con investigaciones directas como calicatas y perforaciones (Tejada *et al.*, 2021).

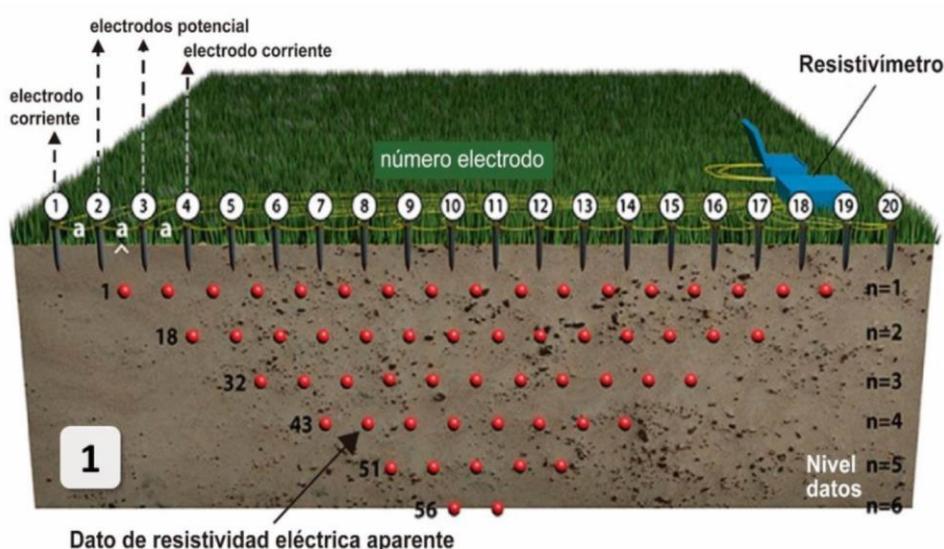


Figura 2.20 Diagrama esquemático que representa la posición espacial de los valores de resistividad eléctrica aparente en el subsuelo (Pérez *et al.*, 2015)

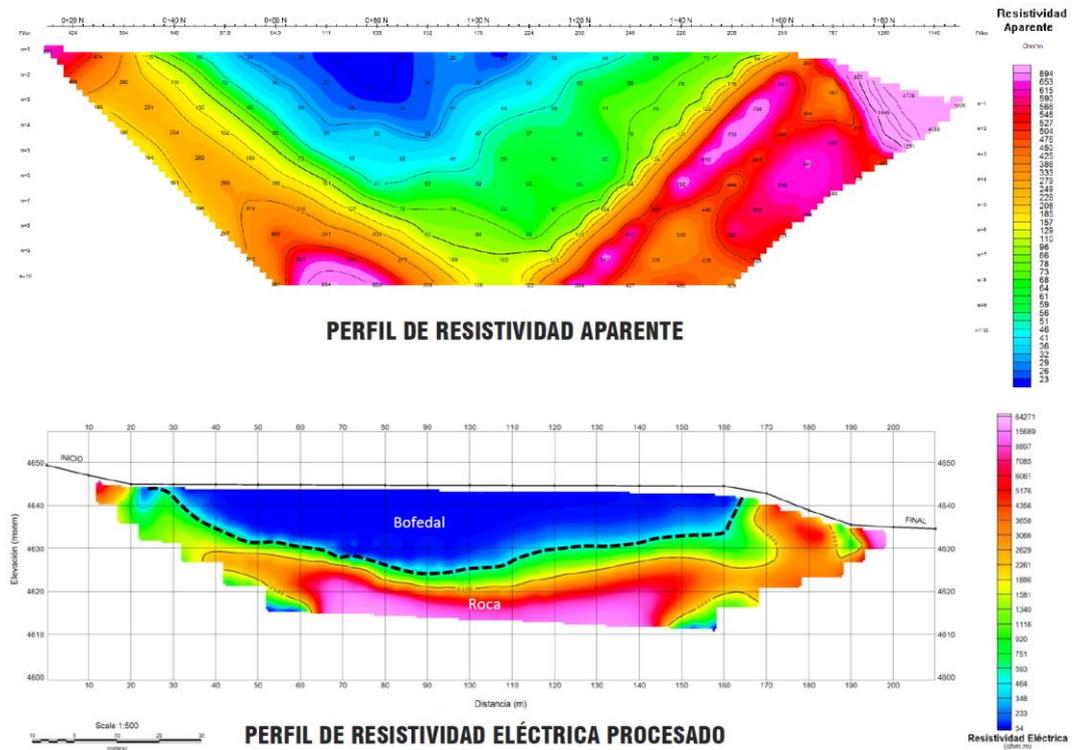


Figura 2.21 Perfil de resistividad aparente y procesado (Tejada *et al.*, 2021)

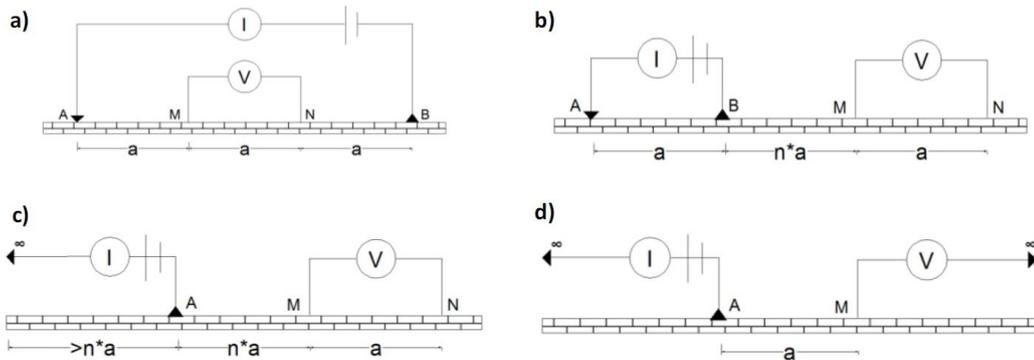


Figura 2.22 Principales arreglos tetraelectrónicos: a) Wenner, b) dipolo-dipolo, c) polo-dipolo y, d) polo-polo (Aguilar, 2019)

Tabla 2.1 Valores típicos de resistividad (Hoyos *et al.*, 2000)

Material	Resistividad ($\Omega.m$)	
Basamento, roca sana con diaclasas espaciadas	> 10 000	
Basamento, roca fracturada	1500	5000
Basamento, roca fracturada saturada con agua corriente	100	2000

Material	Resistividad ($\Omega.m$)	
Basamento, roca fracturada saturada con agua salada	1	100
Suelo aluvial no saturado	500	1000
Suelo aluvial saturado	40	60
Roca meteorizada no saturada	200	500
Roca meteorizada saturada	40	100
Gravas no saturadas	500	2000
Gravas saturadas	300	500
Limos no saturados	100	200
Limos saturados	20	100
Limos saturados con agua salada	5	15
Arcillas no saturadas	20	40
Arcillas saturadas	5	20
Arcillas saturadas con agua salada	1	10
Suelos volcánicos secos	1000	2500
Suelos volcánicos no saturados	300	1000
Suelos volcánicos saturados	30	50

2.3.1.4 Piezocono

El ensayo de penetración de cono (CPT) y sus versiones mejoradas, como el piezocono (CPTu) y piezocono sísmico (SCPTu), es el ensayo in-situ más utilizado para caracterizar los relaves. En la presente tesis se utiliza, de manera general, el término piezocono. Este ensayo consiste en empujar un cono fijado al extremo de una serie de varillas, el cual se va penetrando en suelo/relave a una velocidad constante (normalmente a razón de 20 mm/s). A medida que ocurre la penetración, se registran las siguientes mediciones a intervalos de 25 mm: resistencia por punta (q_c), fricción del fuste (f_s) y presiones dinámicas de poros (u_n), donde n adopta el valor de 1, 2 o 3 según la ubicación del transductor de presión de poros, siendo el estándar, la medición en la posición 2, justo detrás de la punta del cono (u_2).

La resistencia por punta registrada (q_c), luego se corrige por efectos de la presión de poros, para obtener una resistencia por punta corregida (q_t):

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_{net}) \quad 2.4$$

donde a_{net} es la relación de área neta de la punta del cono, determinada a partir de calibración en laboratorio (Robertson y Cabal, 2022). Se recomienda que $a_{net} \geq 0.80$ para minimizar la magnitud de la corrección, ya que una corrección

grande puede afectar la confiabilidad e incertidumbre de las mediciones. Los equipos utilizados por ConeTec presentan $a_{net} = 0.80$, además no necesitan corrección por fricción del fuste (Mayne *et al.*, 2023).

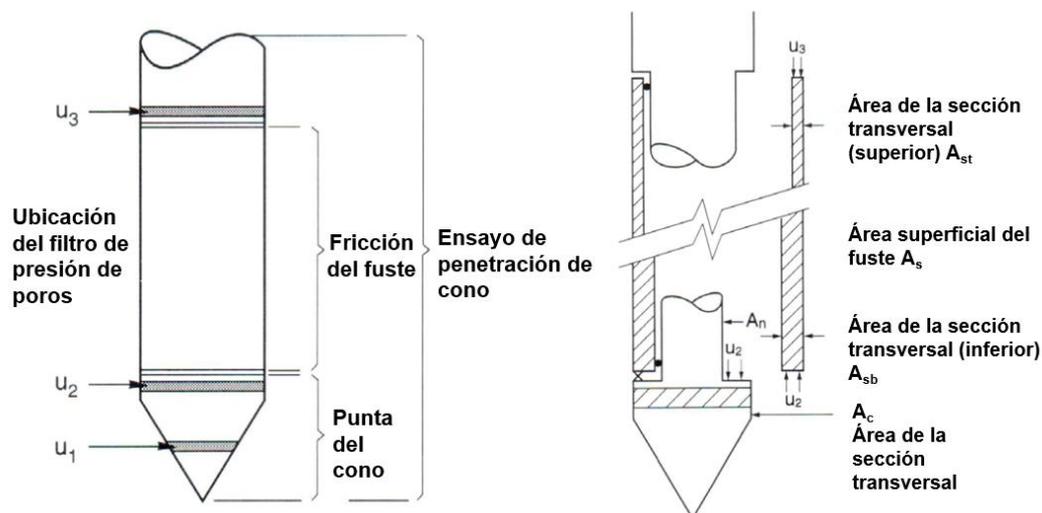


Figura 2.23 Geometría típica de un piezocono (adaptado de Lunne *et al.*, 1997)

La Figura 2.24 muestra las mediciones que se registran en un ensayo de piezocono. Es común observar que los suelos arenosos tienden a producirse resistencia por punta alta (q_t) y una relación de fricción baja (R_f), mientras que en suelos arcillosos este comportamiento es lo contrario. Asimismo, en el caso de arenas limpias, las medidas de presiones dinámicas de poros (u_2) tienden a estar cerca a presiones hidrostáticas de equilibrio (u_0), no obstante, si las arenas son muy densas, la dilatación puede resultar en lecturas de u_2 menores a u_0 (Mayne, 2014).

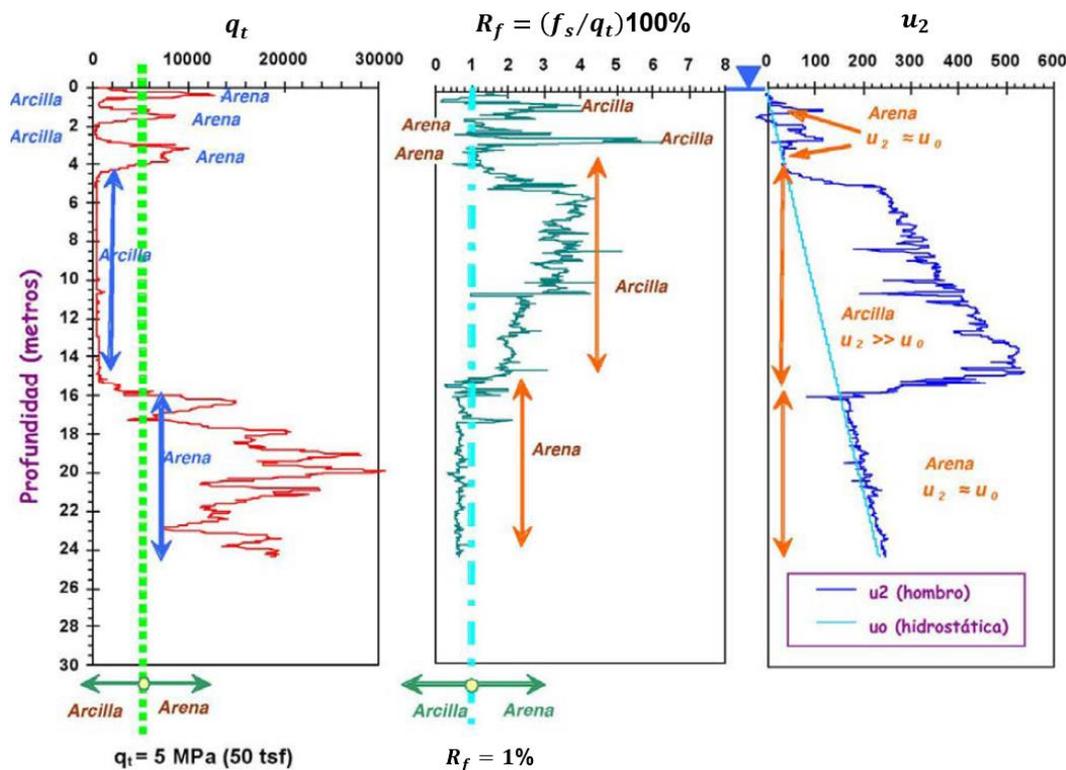


Figura 2.24 Geometría típica de un piezocono (adaptado de Mayne, 2014)

Parámetros normalizados

Se sabe que, para una densidad de suelo constante, la resistencia de la punta incrementa con el esfuerzo efectivo, por tal razón es común convertir los valores de q_t en parámetros normalizados que consideran los esfuerzos verticales totales (σ_{v0}) y esfuerzos verticales efectivos (σ'_{v0}) que actúan en profundidad. Wroth (1984, 1988) sugirió que los datos del CPT deben normalizarse usando los siguientes parámetros:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} 100\% \quad 2.5$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} 100\% \quad 2.6$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} 100\% \quad 2.7$$

Donde:

Q_t : resistencia de punta del cono normalizada.

F_r : relación de fricción normalizada.

B_q : relación de exceso de presión de poros.

Posteriormente, Robertson y Wride (1998) introdujeron al parámetro de resistencia de punta normalizado un exponente de esfuerzo variable, tal como se indica a continuación:

$$Q_{tn} = \left[\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right] \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad 2.8$$

$$n = 0.38(I_c) + 0.05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \quad 2.9$$

donde p_a es la presión atmosférica (≈ 100 kPa) e I_c es índice de comportamiento del suelo introducido por primera vez por Jefferies y Davies (1993) y modificado posteriormente por Robertson y Wride (1998).

Tipo de comportamiento de suelo (SBT)

Una de las principales aplicaciones del piezocono es determinar el perfil estratigráfico y el tipo de comportamiento de suelo en la exploración del terreno. No se debe esperar que el piezocono nos brinde predicciones precisas del tipo de suelo en función de las características físicas del suelo, como la distribución granulométrica y plasticidad, si no que nos proporcione una guía de las características mecánicas (resistencia, rigidez y compresibilidad) del suelo o el tipo de comportamiento del suelo, conocido como SBT, por su siglas en inglés (Robertson y Cabal, 2015).

Antes de realizar cualquier interpretación del CPT, es importante verificar que suelo posea poca o ninguna microestructura, es decir, que se traten de suelos jóvenes y no cementados dado que la mayoría correlaciones empíricas del CPT han sido desarrolladas en estos tipos de suelos (Robertson, 2016). Schneider y Moss (2011) sugirieron un índice de rigidez normalizado a pequeñas deformaciones (K_G) para identificar la microestructura en suelos principalmente de grano grueso; posteriormente, Robertson (2016) modificó el índice (K_G^*) indicando

que este podría extenderse a suelos de grano fino, ver ecuación 2.10. Los suelos con $K_G^* > 330$ tienden a tener una microestructura significativa, y cuanto mayor es el valor de K_G^* , es probable que la microestructura sea mayor. Suelos jóvenes y no cementados tienden a tener un valor de K_G^* cercano a 100. La Figura 2.25 presenta el gráfico Q_{tn} vs I_G (índice de rigidez a pequeñas deformaciones, $I_G = G_0/q_n$) propuesto por Robertson (2016) para identificar suelos con microestructura.

$$K_G^* = \frac{G_0}{q_n} (Q_{tn})^{0.75} \quad 2.10$$

Donde G_0 es el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_0 = \rho(V_s)^2$), V_s es la velocidad de ondas de corte, ρ es la densidad de la masa del suelo y q_n es la resistencia neta del cono ($q_n = q_t - \sigma_{v0}$).

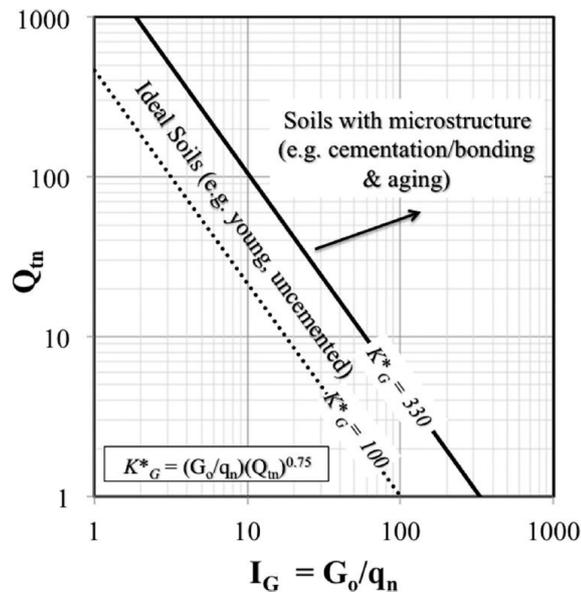


Figura 2.25 Gráfico Q_{tn} vs I_G propuesto por Robertson (2016) para identificar suelos con microestructura

Varios autores han propuesto varios tipos de gráficos que relacionan los parámetros del CPT con el tipo de suelo (Begemann, 1965; Robertson *et al.*, 1986, Robertson, 1990). Entre ellos, el gráfico del tipo de comportamiento de suelo (SBT) propuesto por Robertson *et al.* (1986) fue uno de los más populares, el cual proporciona predicciones razonables del SBT hasta aplicable hasta aproximadamente 20 m de profundidad. Sin embargo, en 1990, Robertson presentó gráficos del SBT normalizados (SBTn). Esta normalización es más

confiable ya que tiene en cuenta la influencia del esfuerzo in-situ en la clasificación del suelo, lo que es particularmente importante cuando el sondeo se realiza a grandes profundidades. Tanto los gráficos SBT y SBTn fueron actualizados por Robertson (2009); a manera de comparación, la Figura 2.26 muestra el gráfico SBT propuesto inicialmente por Robertson *et al.* (1986) y el gráfico SBTn propuesto por Robertson (1990) y actualizado por Robertson (2009).

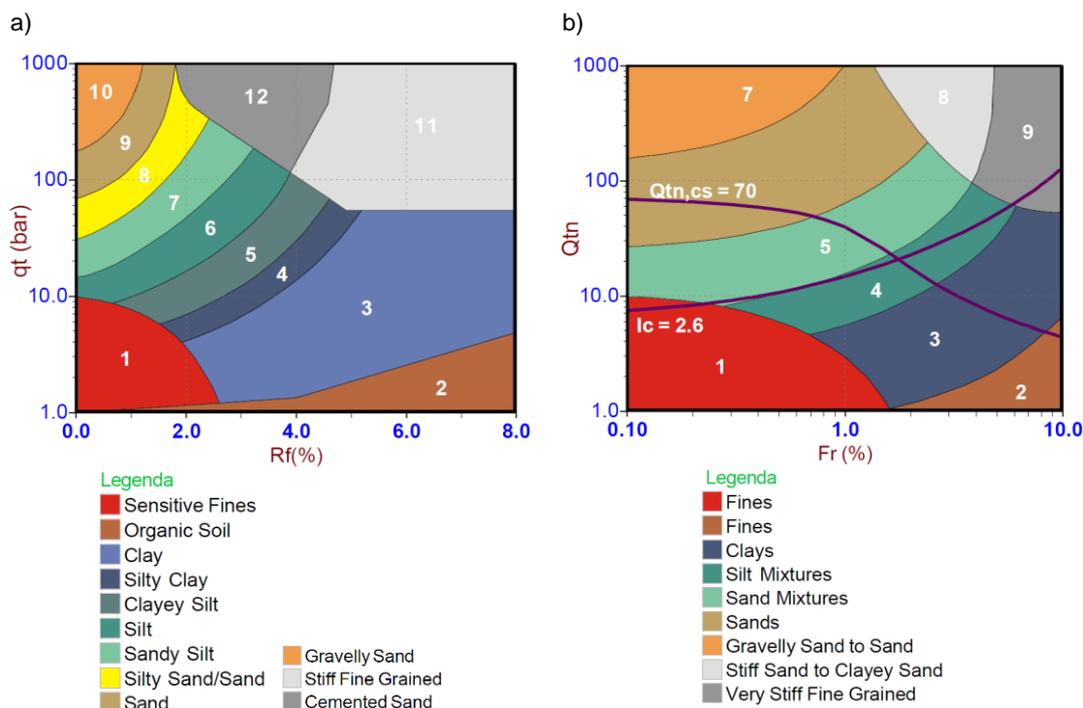


Figura 2.26 a) Gráfico SBT propuesto por Robertson (1986) - 12 zonas. b) Gráfico SBTn propuesto por Robertson (1990) y actualizado por Robertson (2009) - 9 zonas

Posteriormente, Robertson (2016) propuso una versión actualizada del gráfico SBTn para capturar el comportamiento contractivo-dilatante del suelo. Este *chart* o gráfico se muestra en la Figura 2.27.

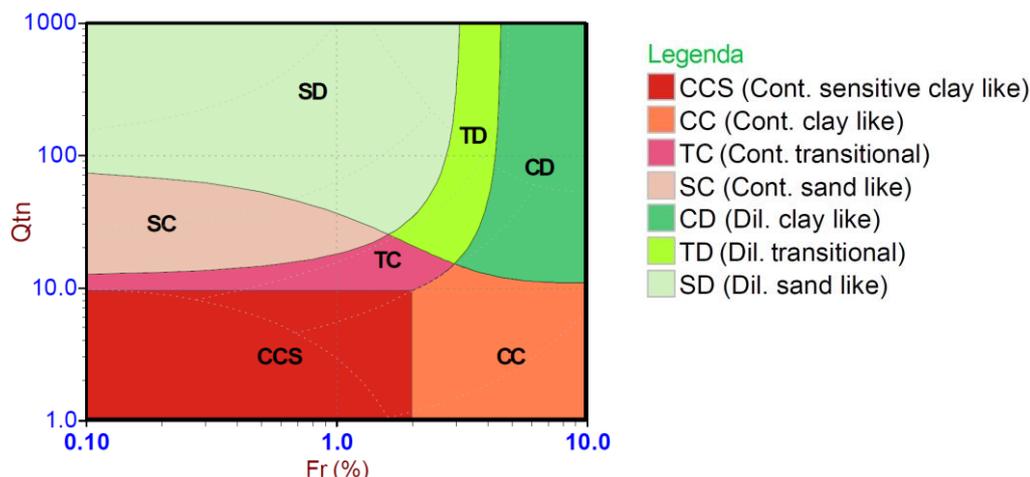


Figura 2.27 Gráfico SBTn propuesto por Robertson (2016) - Q_{tn} vs F_r - 7 zonas

Para simplificar la aplicación del gráfico SBTn, los parámetros Q_{tn} y F_r se pueden combinar en un índice de tipo de comportamiento de suelo (I_c), cuya ecuación corresponde al radio de círculos concéntricos y representa los límites entre cada zona del SBTn (Robertson y Cabal, 2015).

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2} \quad 2.11$$

También se puede hacer uso de otros I_c , como el propuesto por Jefferies y Davies (1993), que además de los parámetros de Q_{tn} y F_r , considera al parámetro B_q dentro de su ecuación; asimismo, existen otros *charts* o gráficos como el de Schneider *et al.* (2008) basado en Q_{tn} y el exceso de presión de poros normalizado ($U_2 = (u_2 - u_0)/\sigma'_{v0}$).

Ensayos de disipación y parámetros de flujo

El proceso del ensayo de disipación consiste en detener el piezocono a una profundidad específica y permitir la disipación del exceso de presión de poros generado alrededor del cono. Existen formas típicas de curvas de disipación, las cuales se muestran en la Figura 2.28; estas nos permite evaluar el tipo de comportamiento suelo, condiciones de drenaje, presión de poros in-situ y las propiedades hidráulicas del suelo.

Una curva que se estabiliza rápidamente es típica de una arena con drenaje libre (línea recta). Suelos sin drenaje, tales como arcilla normalmente consolidadas, presentarán inicialmente una presión de poros positiva muy alta y tendrán tiempos

de disipación muy largos. Suelos densos, dilatantes o altamente sobre consolidados a menudo mostraran presiones de poros dinámicas por debajo del equilibrio, que luego aumentan con el tiempo. Suelos de grano fino sobre consolidados mostraran a menudo una respuesta dilatante inicial donde hay un aumento inicial de la presión de poros antes de alcanzar el pico y luego estas se disipan.

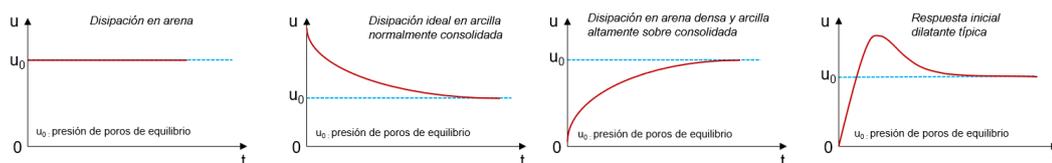


Figura 2.28 Ejemplos de curvas de disipación de presión de poros

Los ensayos de disipación conjuntamente con los ensayos de piezocono nos permiten determinar las condiciones de presiones de poro en el sitio, además de estimar indirectamente la conductividad hidráulica horizontal del suelo. Para lo cual, en primer lugar, se requiere graficar las medidas del exceso de presión de poros versus el tiempo, este suele presentarse en gráficos aritméticos, logarítmicos o de raíz cuadrada. Un ejemplo típico se presenta en la Figura 2.29. De estos gráficos se puede estimar la presión de poros de equilibrio (u_0), presión de poros inicial (u_i) a partir de una extrapolación lineal (en el gráfico de raíz cuadrada), además de un parámetro muy importante para la estimación de parámetros geotécnicos, conocido como t_{50} , el cual representa el tiempo para alcanzar el 50% de disipación del exceso de presión de poros.

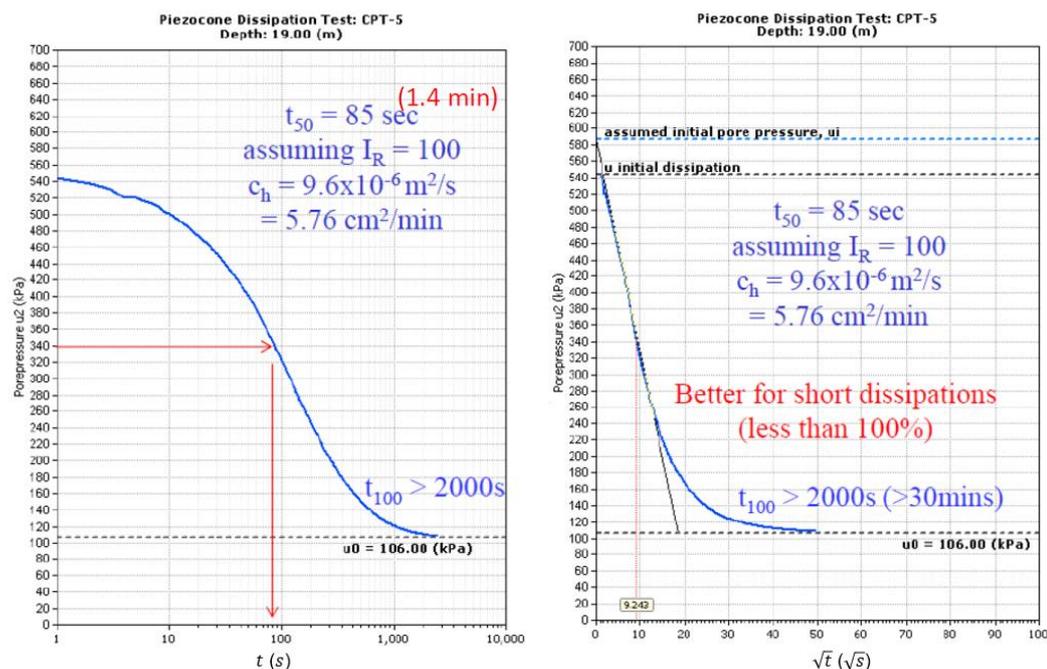


Figura 2.29 Ejemplo del ensayo de disipación para determinar u_0 , u_0 y t_{50} (Robertson y Cabal, 2015)

Asimismo, de acuerdo con la Figura 2.29, y tomando en cuenta la profundidad del ensayo (19 m), se puede estimar la profundidad del nivel freático o piezométrico (considerando una distribución hidrostática) de la siguiente manera:

$$\text{Profundidad del nivel del agua} = 19 - 106/9.81 = 8.2 \text{ m}$$

Es importante indicar que la tasa de disipación del exceso de presión de poros en el ensayo, depende del coeficiente de consolidación, que a su vez depende de la compresibilidad y permeabilidad del suelo. La tasa de disipación también depende del diámetro de la sonda (Robertson y Cabal, 2015). Se puede relacionar la conductividad hidráulica horizontal (k_h) y el coeficiente de consolidación horizontal (c_h) de acuerdo a la siguiente expresión:

$$k_h = \frac{c_h \gamma_w}{M} \tag{2.12}$$

Donde M representa el módulo de restricción o confinado al nivel del esfuerzo in-situ y γ_w el peso unitario del agua.

La experiencia indica que el coeficiente de consolidación puede ser muy variable debido a la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación, así como al cambio de la permeabilidad a medida que se comprime el suelo (Robertson y Cabal, 2015). Se han propuesto varios métodos para estimar el c_h , sin embargo, el método de Teh y Houlsby (1991) sigue siendo ampliamente usado.

$$c_h = \frac{T_{50} r_c^2 \sqrt{I_R}}{t_{50}} \quad 2.13$$

Donde T_{50} es el factor de tiempo para una consolidación del 50%, adquiere el valor de 0.181 para el fitro en la posición 1, y 0.245 para el fitro en la posición 2; r_c es el diámetro de la sonda, 1.78 cm para un cono de 10 cm² y 2.19 cm para un cono de 15 cm²; I_R es el índice de rigidez no drenado ($I_R = G/s_u$), G el módulo de corte y s_u la resistencia no drenada.

Respecto al módulo de restricción (M), este puede ser estimado a partir de los resultados del ensayo de piezocono, las correlaciones existentes indican que el M y la resistencia neta del cono ($q_t - \sigma_{v0}$) suelen tener la siguiente forma:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0}) \quad 2.14$$

Donde α_M es el factor de cono del módulo de restricción, que se ha demostrado que depende del tipo de suelo, nivel de esfuerzo, sobreconsolidación y otros factores (Mayne, 2014). Robertson (2009) sugirió que α_M varía con la resistencia de punta de cono normalizada (Q_t):

Cuando $I_c > 2.2$ (suelos de grano fino)

$$\alpha_M = Q_t \quad \text{si } Q_t < 14 \quad 2.15$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{si } Q_t > 14 \quad 2.16$$

Cuando $I_c < 2.2$ (suelos de grano grueso)

$$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}] \quad 2.17$$

Asimismo, el valor de M también puede ser estimado a partir de ensayos de consolidación unidimensional:

$$M = \frac{1}{m_v} = - \frac{(1 + e_0) \Delta\sigma'_v}{\Delta e} \quad 2.18$$

Donde m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrico, el cual puede expresarse en función del cambio de la relación de vacíos (Δe) debido al incremento de esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'_v$.

Otro enfoque, más directo y con un mayor rango de dispersión de la conductividad hidráulica fue presentado por Robertson y Cabal (2015) basado en el gráfico SBTn de Robertson (2009).

Tabla 2.2 Estimación de la conductividad hidráulica basado en el gráfico SBTn propuesto por Robertson (2009)

SBT Zone	SBT	Range of k (m/s)	SBTn I_c
1	Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}	NA
2	Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}	$I_c > 3.60$
3	Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}	NA

*Overconsolidated and/or cemented

Asimismo, Robertson (2010) sugirió que la relación promedio entre la conductividad hidráulica del suelo y el I_c (según la Tabla 2.2) puede representarse como:

$$\text{Cuando } 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(0.952 - 3.04I_c)} \quad 2.19$$

$$\text{Cuando } 3.27 < I_c < 4.0 \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(-4.52 - 1.37I_c)} \quad 2.20$$

2.3.2 Ensayos de laboratorio

La conductividad hidráulica se puede medir en el laboratorio haciendo uso de diferentes técnicas y equipos, generalmente se emplean los métodos de medición directa de carga constante y variable; y medición indirecta a partir del ensayo de consolidación. Para la medición directa es usual emplear permeámetros de pared rígida y flexible (Shaker *et al.* 2021).

Lizana (2021) esquematiza algunas de las configuraciones más empleadas en los laboratorios geotécnicos, considerando el flujo de entrada por la parte inferior del espécimen y el flujo de salida por la parte superior del espécimen, esto se muestra en la Figura 2.30.

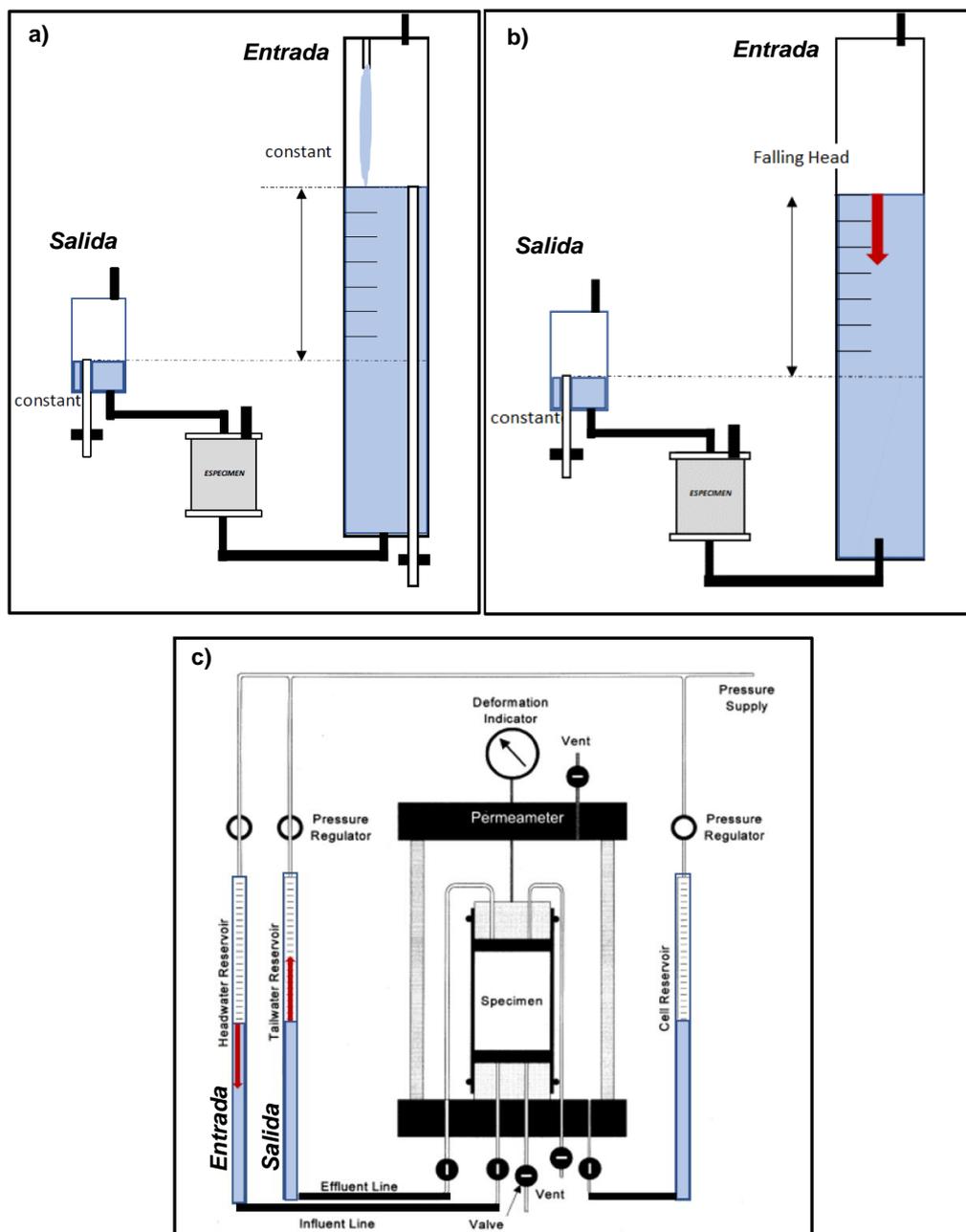


Figura 2.30 a) Carga de entrada constante - carga de salida constante. b) Carga de entrada variable – carga de salida constante. c) Carga de entrada variable – carga de salida variable (Lizana, 2021)

A continuación, se muestra las ecuaciones empleadas para el cálculo de la conductividad hidráulica saturada (k_v):

Carga de entrada constante - carga de salida constante

$$k_v = \frac{\Delta Q L}{A h \Delta t} \quad 2.21$$

Carga de entrada variable – carga de salida constante

$$k_v = \frac{a L}{A \Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad 2.22$$

Carga de entrada variable – carga de salida constante

$$k_v = \frac{a_{in} a_{out} L}{(a_{in} + a_{out}) A \Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad 2.23$$

Donde ΔQ es la cantidad de flujo para un intervalo de tiempo dado; L es la longitud del espécimen; A es el área transversal del espécimen; Δt es el intervalo de tiempo; h es la pérdida de carga promedio a través del permeámetro/especimen; h_1 es la pérdida de carga promedio a través del permeámetro/especimen en el tiempo t_1 ; h_2 es la pérdida de carga promedio a través del permeámetro/especimen en el tiempo t_2 ; a_{in} es el área transversal del reservorio que contiene el líquido entrante y a_{out} es el área transversal del reservorio que contiene el líquido saliente.

2.3.2.1 Pared rígida

El permeámetro de pared rígida generalmente se utiliza en suelos relativamente permeables como gravas y arenas, y una mezcla de estos. El procedimiento consiste en someter la muestra remoldeada a un flujo de agua bajo una carga constante/variable (Alarcón y Alva, 1999). Este equipo presenta la desventaja de no asegurar la saturación del espécimen, además que exista un flujo preferencial entre la interfase del espécimen y el permeámetro.

2.3.2.2 Pared flexible

El permeámetro de pared flexible se utiliza en suelos finos, tanto para muestras remoldeadas e inalteradas. Su procedimiento es similar al de un ensayo triaxial,

en el cual se puede aplicar un determinado confinamiento, además de una contrapresión para acelerar la saturación del espécimen y este puede ser verificado con el parámetro B de Skempton, además, en este ensayo no se generan vías preferenciales de flujo lo cual lo hace más confiable que el ensayo de pared rígida.

2.3.2.3 Ensayo de consolidación

La conductividad hidráulica saturada (k_v) de suelos de grano fino puede ser determinada indirectamente a partir de data obtenida del ensayo de consolidación. El cálculo se basa en los supuestos adoptados de la teoría de consolidación de Terzaghi :

$$k_v = c_v \gamma_w m_v \quad 2.24$$

Donde m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrico, c_v el coeficiente de consolidación vertical y γ_w el peso unitario del agua.

2.4 CONCEPTOS DE FLUJO DE AGUA

A continuación, se describe los conceptos hidráulicos necesarios para comprender el flujo de agua a través de un medio poroso como es el suelo.

2.4.1 Ecuación de Bernoulli

En medios porosos, el agua fluye de las zonas de alta presión a las de baja presión. Al estudiar el flujo de agua en suelos, es común expresar la presión como carga de presión o simplemente carga, en términos de metros columna de agua (m.c.a).

De acuerdo con la ecuación de Bernoulli, la carga total en un punto está dada como la sumatoria de las cargas de elevación, de presión y de velocidad:

$$h_w = z + \frac{u_w}{\gamma_w} + \frac{v_w^2}{2g} \quad 2.25$$

Donde:

h_w : carga hidráulica total

z : carga de elevación o de posición

u_w : presión del agua

v_w : velocidad

g : aceleración de la gravedad

γ_w : peso específico del agua

La carga de elevación, z , es la distancia vertical de un punto por encima o por debajo de un plano de referencia. La carga de presión es la presión del agua u en cierto punto dividida entre el peso específico del agua γ_w .

La carga de velocidad en un suelo suele despreciarse porque su valor es muy pequeño en comparación con las cargas de elevación y de presión. Por esta razón, la carga hidráulica en cualquier punto de la masa del suelo generalmente se escribe como la suma de la carga de elevación y de presión del agua, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$h_w = z + \frac{u_w}{\gamma_w} \quad 2.26$$

La Figura 2.31 presenta un esquema del flujo de agua en un suelo; se observan tubos abiertos verticales denominados piezómetros, los cuales se ubican en los puntos A y B . Los niveles a los que se eleva el agua en los tubos, se conocen como niveles piezométricos. La carga de presión en un punto es la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en ese punto (Das, 2015).

Por consiguiente, la pérdida de carga entre dos puntos, A y B está dada por la ecuación 2.27:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + z_B \right) \quad 2.27$$

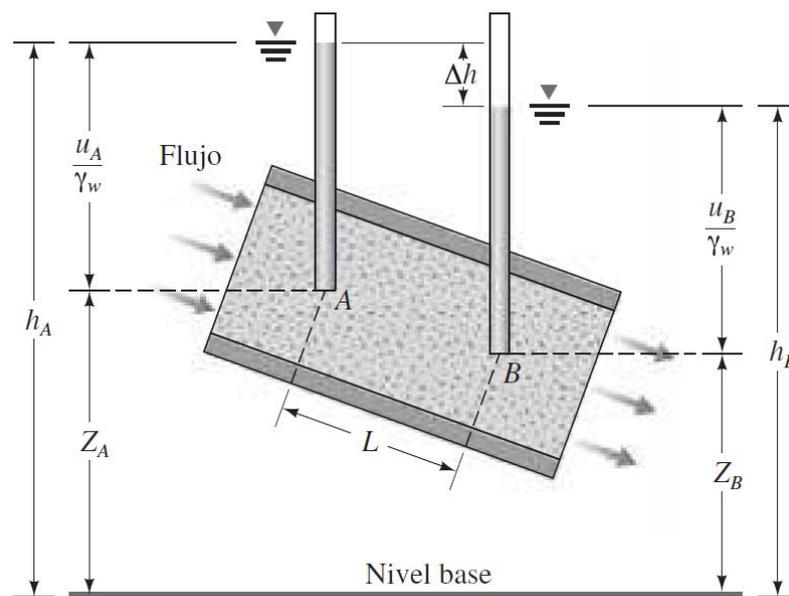


Figura 2.31 Presión, elevación y cargas totales para el flujo del agua a través de un suelo (Das, 2015)

2.4.2 Ley de Darcy

En 1856, un ingeniero francés de obras hidráulicas llamado Henry Darcy publicó una ecuación empírica simple para la velocidad de descarga del agua a través de los suelos saturados. Darcy demostró experimentalmente que la velocidad de flujo de agua a través de arenas limpias era proporcional al gradiente hidráulico (Holtz y Kovacs, 1981).

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad 2.28$$

Donde:

v_w : velocidad del flujo de agua.

k_w : conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad.

$\partial h_w / \partial y$: gradiente hidráulico en la dirección y , el cual puede designarse como i_{wy} .

El coeficiente de proporcionalidad entre la velocidad de flujo y el gradiente de carga hidráulica se denomina coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica k_w . El signo negativo en la ecuación 2.28 indica que el flujo de agua se desplaza de mayor a menor carga hidráulica. La conductividad hidráulica también puede escribirse para la dirección x y z , asimismo, éste permanece constante

para problemas de suelos saturados dado a que no se presenta variaciones en el contenido de agua.

De acuerdo con diversos trabajos de investigación de flujo de agua en suelos, se ha concluido que la ley de Darcy también es aplicable al estudio del flujo de agua en suelos no saturados (Richard, 1931; Childs and Collis-George, 1950). La conductividad hidráulica en estos suelos no es constante, debido a que depende del contenido de agua o de la succión matricial.

2.4.3 Tipos de flujo

Dentro de la dinámica de fluidos existen muchas formas diferentes de describir o clasificar el flujo de los fluidos, de manera general podemos distinguir los siguientes:

- Flujo laminar y turbulento: en el flujo laminar las partículas de agua se mueven con trayectorias paralelas entre sí, formando capas o láminas; mientras que, en el flujo turbulento, las partículas del fluido se mueven de forma desordenada o caótica, resultando complicado determinar el comportamiento de ellas.
- Flujo unidimensional, bidimensional y tridimensional: el flujo unidimensional es un flujo en el que todos los parámetros del fluido, como la presión, la velocidad, la temperatura, etc., son constantes en cualquier sección transversal perpendicular a la dirección del fluido, por supuesto estos parámetros pueden variar de una sección a otra a lo largo de la dirección del flujo. En el flujo bidimensional, los parámetros del fluido son los mismos en planos, mientras que, en el flujo tridimensional, los parámetros del fluido varían en las tres direcciones de coordenadas (Holtz y Kovacs, 1981).
- Flujo estacionario y transitorio: el flujo estacionario se presenta cuando la cantidad de agua que ingresa a un medio poroso es igual a la cantidad que sale, sin que se tengan variaciones en el agua almacenada ni en el nivel piezométrico, esto implica que el flujo es independiente del tiempo. Mientras que en un flujo transitorio se presentan cargas hidráulicas variables con respecto al tiempo, esta variación de cargas ocurre debido a los cambios en las condiciones de borde, es decir, variación de niveles de agua en el tiempo (López-Acosta y Mendoza-Promotor, 2016).
- Flujo confinado y no confinado: el flujo confinado se presenta en un medio donde todas las fronteras de flujo están completamente definidas (son

conocidas). En este caso, el agua está obligada a circular a través del espacio permeable limitado por líneas de flujo frontera y líneas equipotenciales frontera. En un problema de flujo no confinado una de las líneas de frontera no se conoce y debe determinarse como parte de la solución. En este caso, el agua circula a través del espacio permeable limitado por una línea de flujo y una línea equipotencial, y al menos una de sus otras fronteras es una línea de corriente superior o una línea de superficie libre (López-Acosta y Mendoza-Promotor, 2016).

2.4.4 Ecuación general de flujo de agua

El flujo de agua en un medio saturado-no saturado se desarrolla tanto en la parte superior, como en la inferior de la superficie freática, siempre y cuando exista un gradiente hidráulico. En ambos casos, el flujo de agua se describe por el teorema de Bernoulli y la Ley de Darcy (Richards, 1931; Childs y Collis-George, 1950). La diferencia entre el flujo de agua saturado y no saturado se debe a que la conductividad hidráulica y el contenido de agua no son constantes, dependen de la succión del suelo.

El planteamiento de la ecuación general se puede definir a partir de la SWCC indicada en la Figura 2.32. La pendiente m_2^w representa la capacidad de retención o expulsión de agua del suelo debido a un cambio en el estado de presiones de poro.

Fredlund y Morgenstern (1977) propusieron dos variables independientes, $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ para describir el estado de esfuerzos en un suelo no saturado. Estas expresiones permiten relacionar el cambio de volumen de la estructura del suelo, así como la variación de la fase líquida (Fredlund y Morgenstern, 1976).

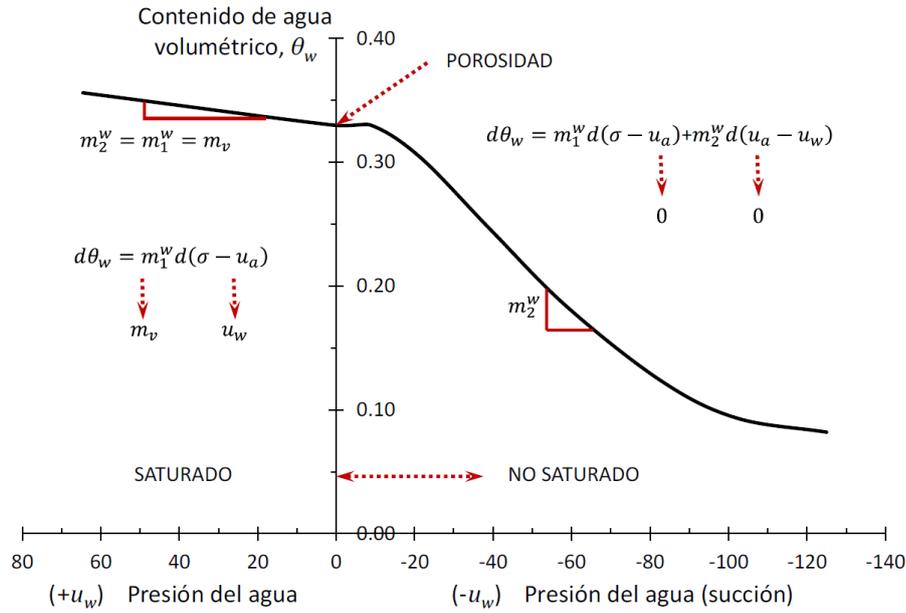


Figura 2.32 Curva característica suelo-agua con la representación de m_1^w y m_2^w (Lam *et al.*, 1987)

Suponiendo un elemento bidimensional no saturado y aplicando el principio de conservación de masa y la ley de Darcy, el flujo a través de éste se puede describir por la ecuación 2.29:

$$\Delta q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = - \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad 2.29$$

La ecuación constitutiva para la fase de agua en un suelo no saturado e isótropo es:

$$d\theta_w = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad 2.30$$

Donde:

m_1^w : pendiente de la curva $(\sigma - u_a)$ contra θ_w cuando $(u_a - u_w)$ es cero

m_2^w : pendiente de la curva $(u_a - u_w)$ contra θ_w cuando $(\sigma - u_a)$ es cero

σ : esfuerzo total

u_a : presión de poros del aire

u_w : presión de poros del agua

Asumiendo que m_1^w y m_2^w (Figura 2.32) son constantes para un tiempo t en un proceso transitorio, la variación del contenido de agua en el suelo puede expresarse como:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \quad 2.31$$

Combinando las ecuaciones 2.29 y 2.31 se tiene

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \quad 2.32$$

Si el estado de esfuerzos del suelo no cambia durante el proceso transitorio, y si la fase de aire se mantiene continua en la zona no saturada (es decir, $\partial \sigma / \partial t = 0$ y $\partial u_a / \partial t = 0$) la ecuación 2.32 adquiere la forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad 2.33$$

Expresando la ecuación 2.33 en términos de carga hidráulica y añadiendo a la ecuación una componente de flujo (Q) aplicado al sistema, la ecuación general que rige el flujo de agua en un medio saturado-no saturado es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \rho_w g m_2^w \frac{\partial h}{\partial t} \quad 2.34$$

Donde:

ρ_w : densidad del agua

g : aceleración de la gravedad

Q : flujo aplicado al sistema

La ecuación 2.34 se conoce como la ecuación de Richards (1931) la cual con condiciones de frontera y condiciones iniciales apropiadas proporciona los campos de succión en el espacio y el tiempo. Destacando que para hacer uso de esta ecuación se requiere de la definición de la curva característica y de la función de conductividad hidráulica.

Para un flujo estacionario, la carga hidráulica no depende del tiempo (es decir, $\partial h/\partial t = 0$), por lo que la ecuación quedaría de la siguiente forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad 2.35$$

2.5 PROPIEDADES HIDRÁULICAS NO SATURADAS

2.5.1 Suelo parcialmente saturado

2.5.1.1 Componentes de las fases del suelo

Un suelo saturado está representado por un sistema de dos fases, sólida y líquida; es decir los poros dentro de las partículas del suelo están llenos de agua. Mientras que un suelo no saturado o parcialmente saturado está representado por un sistema de tres fases, estas son, las fases sólida, líquida y gaseosa. Sin embargo, varios estudios reconocen la existencia de una cuarta fase denominada interfaz agua-aire o membrana contráctil (Fredlund y Morgenstern, 1977; Fredlund *et al.*, 2012). La Figura 2.33 presenta un esquema de las fases de los suelos saturados y no saturados.

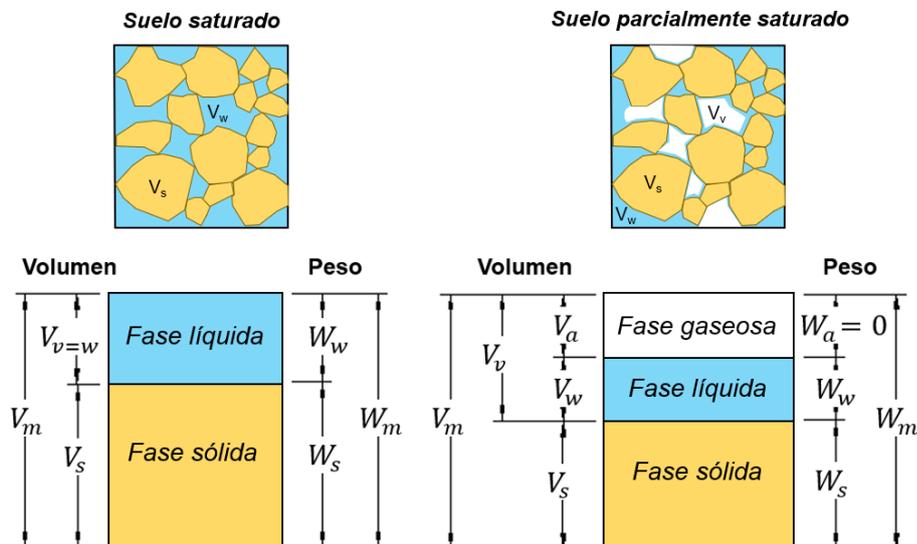


Figura 2.33 Esquema de las fases de un suelo saturado y no saturado.

El contenido de agua del suelo puede expresarse a partir de tres parámetros: grado de saturación (G_w), contenido de agua gravimétrico (w) y contenido de agua volumétrico (θ), estos términos se definen a continuación:

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_p} \times 100 \quad 2.36$$

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad 2.37$$

$$\theta(\%) = \frac{V_w}{V_m} \times 100 \quad 2.38$$

2.5.1.2 Succión en el suelo

La succión total, o simplemente succión, es referida como la cantidad de energía asociada a la capacidad del suelo para retener agua (Lee y Wray, 1995). En términos prácticos, la succión se define como un estado de presión negativa en el agua del suelo y nos permite explicar por qué existe agua por encima del nivel freático. La succión se ve afectado por varios factores como son: la temperatura, gravedad, efectos capilares, contenido de sales, fuerzas intermoleculares como son las fuerzas de Van Der Waals, entre otros (Zepeda-Garrido, 2004).

La succión total (ψ_t) se compone de dos variables: succión matricial (ψ_m) y succión osmótica (ψ_o).

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o \quad 2.39$$

La succión matricial representa la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua (Zepeda-Garrido, 2004). La succión matricial depende de los efectos capilares del agua (tensión superficial y radio de curvatura del menisco) y de las fuerzas de absorción (los campos de las fuerzas eléctricas y las fuerzas de Van Der Waals).

La succión osmótica se define como la presión negativa por efecto de las sales disueltas en el agua de la matriz del suelo. Este término generalmente se relaciona más con la mecánica de suelos parcialmente saturados que con la mecánica de suelos clásica. Sin embargo, se debe tener presente que las sales en el agua de los poros están presentes tanto en suelos saturados como no saturados. Por lo tanto, la succión osmótica es igualmente aplicable en ambas condiciones del suelo (Fredlund *et al.*, 2012).

La mayoría de las veces la succión osmótica puede despreciarse debido a su poca influencia en la succión total. Sin embargo, en casos donde los contenidos de

sales del suelo son alterados por contaminación química, el efecto de la succión osmótica ocasiona cambios significativos en el comportamiento del mismo. En esta condición, resulta necesario considerar la succión osmótica en los análisis a realizar, así como tomarla en cuenta de forma independiente.

2.5.2 Curva característica suelo-agua (SWCC)

La curva característica suelo-agua (*Soil-Water Characteristic Curve - SWCC*), o también conocida como curva de retención de agua; establece la relación entre el contenido de agua (grado de saturación, contenido de agua volumétrico o contenido de agua gravimétrico) y la succión. La naturaleza de la SWCC se asocia a la granulometría y la estructura del suelo, por lo que varía según el tipo de material, tal como se muestra en la Figura 2.34.

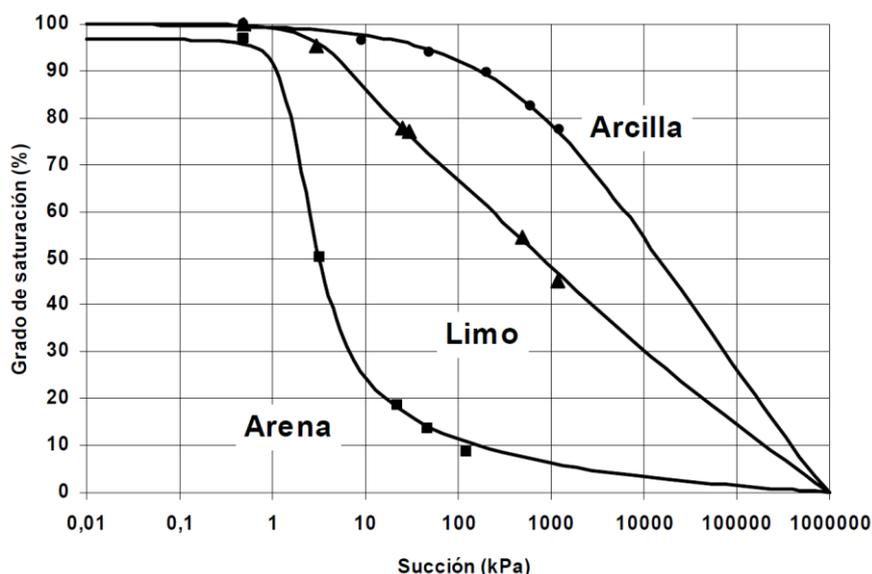


Figura 2.34 SWCC para diferentes tipos de suelo (Pérez-García, 2008)

En la práctica, la SWCC se emplea para determinar otras propiedades del suelo como son: la función de conductividad hidráulica, resistencia cortante y el comportamiento volumétrico de los suelos no saturados (Fredlund *et al.*, 1997).

2.5.2.1 Interpretación de la SWCC

La curva característica suelo-agua (SWCC) se caracteriza por tres zonas que describen el proceso de desaturación del suelo (ver Figura 2.35). La descripción de cada una de ellas se especifica a continuación:

- **Zona capilar saturada:** es la zona donde el suelo se mantiene en estado saturado y termina con el valor de entrada de aire (Fredlund, 1999).
- **Zona de transición o desaturación:** es la zona donde el agua se desplaza por el ingreso de aire en los poros y termina con el contenido de agua residual, en donde el agua en los poros se vuelve discontinua y la permeabilidad disminuye considerablemente.
- **Zona residual:** en esta zona, cualquier incremento de succión no produce un cambio significativo en el contenido de agua del suelo, además, el agua es tan escasa que no fluye entre los poros y su remoción sólo puede ser por evaporación (Hosagasi- Fuselier, 2006).

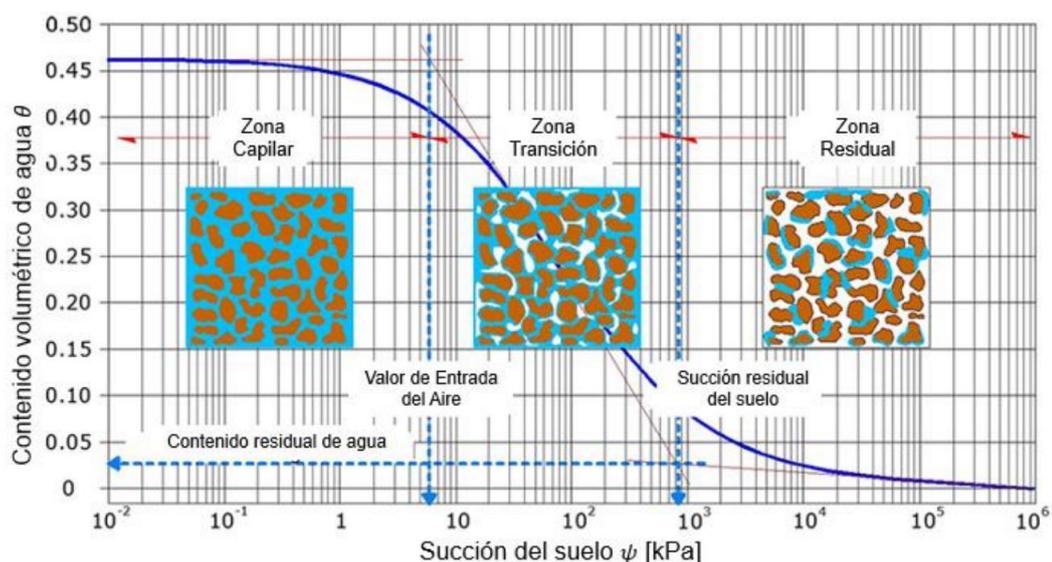


Figura 2.35 Subdivisión de la curva característica suelo-agua o función de almacenamiento (López-Acosta y Mendoza-Promotor, 2016).

Otros conceptos fundamentales, que debemos de conocer en la interpretación de la SWCC son:

- **Valor de entrada de aire (ψ_{aev}):** representa la succión en la que el aire comienza a desalojar el agua de los poros del suelo; iniciando por los de mayor tamaño.
- **Valor residual o succión residual (ψ_r):** valor de succión donde la fase líquida del suelo comienza a ser discontinua y adopta la forma de películas delgadas alrededor de las partículas del suelo.
- **Contenido de agua residual (θ_r):** contenido de agua que requiere de valores altos de succión para que sea removida de la masa del suelo.

- **Contenido de agua saturado (θ_s):** es el contenido de agua del suelo en condiciones saturadas y es equivalente a la porosidad del suelo saturado.

2.5.2.2 Métodos de medición de la SWCC

Las técnicas experimentales para medir la succión del suelo y las correspondientes SWCC varían mucho en términos del costo, complejidad y rango de medición. Las técnicas se pueden clasificar generalmente como métodos de laboratorio o de campo, diferenciadas a su vez por la componente de la succión que se mide (total o la matricial). La Tabla 2.3 resume varias técnicas comunes de medición de la succión en términos de su componente de succión aplicable, rango de medición aproximado, aplicabilidad en el laboratorio o en el campo, y el tiempo aproximado de equilibrio a un nivel de succión (Lu y Likos, 2004).

Tabla 2.3 Resumen de diferentes técnicas y equipos para medir la succión (Lu y Likos, 2004; Briaud, 2013)

Técnica o tipo de sensor		Tipo de medición	Componente de medición	Fenómeno medido	Rango de medición (kPa)	Tiempo de equilibrio a un nivel de succión
Tensiómetros	Convencional	Laboratorio y campo	Matricial	Succión	0 - 90	Minutos
	Alta capacidad				0 - 1500	Semanas
Técnicas de traslación de eje	Celda Tempe	Laboratorio	Matricial	Succión	0 - 200	Semanas
	Placas de presión con disco poroso				0 - 1500	
	Dispositivo de Fredlund				0 - 1500	
Sensores de conductividad	Eléctrica	Laboratorio y campo	Matricial	Conductividad eléctrica	0 - 1500	Semanas
	Térmica			Conductividad térmica	0 - 2500	
Método del papel filtro	Contacto	Laboratorio y campo	Matricial	Contenido de agua	0 - 1000000	1 semana
	Sin contacto		Total		1000 - 500000	1 a 2 semanas
Técnicas de medición de humedad	Psicómetro de termopar	Laboratorio y campo	Total	Humedad relativa	100 - 8000	Días
	Higrómetros Chilled-Mirror	Laboratorio			1000 - 450000	Minutos
	Sensores de capacitancia				0 - 1000000	

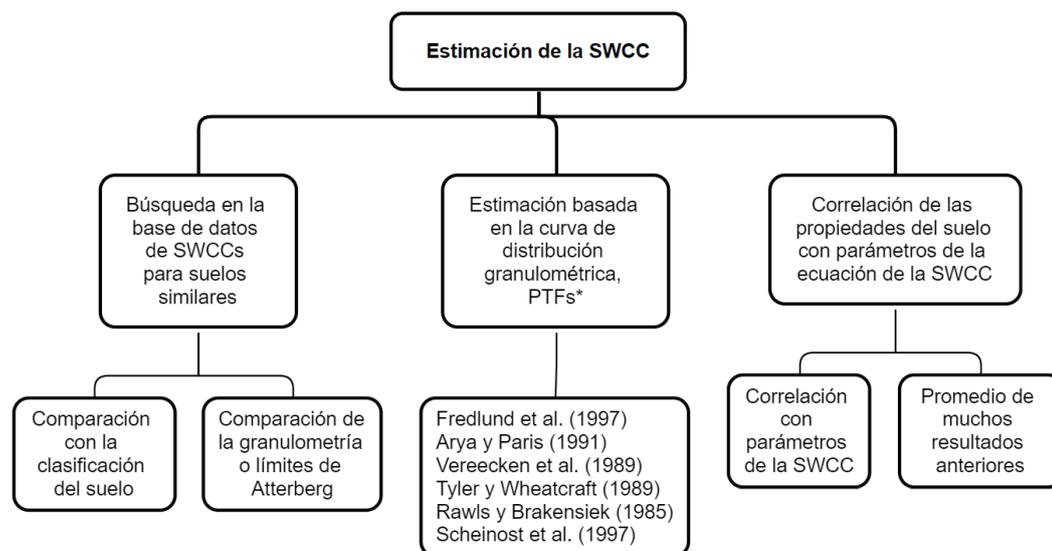
Técnica o tipo de sensor		Tipo de medición	Componente de medición	Fenómeno medido	Rango de medición (kPa)	Tiempo de equilibrio a un nivel de succión
Técnica de control de humedad	Método isopiéstico (transferencia de vapor usando soluciones salinas)	Laboratorio	Total	Humedad relativa	4000 - 400000	Semanas

Originalmente, gran parte de los equipos de laboratorio consistían en grandes cámaras de presión que permitían analizar varias muestras de suelo a la vez (Fredlund y Rahardjo, 1993). Sin embargo, se han venido construyendo varias celdas de tipo placa de presión más pequeñas para ensayar muestras de suelo individuales con fines de ingeniería geotécnica. Las succiones matriciales se aplican al suelo a través del uso de un disco cerámico de alta entrada de aire (o una membrana de celulosa), hasta un valor máximo de 1500 kPa. En general, 1500 kPa ha formado una línea divisoria aproximada entre las succiones matriciales y las succiones totales aplicadas en el laboratorio (Fredlund, 2002).

Una de las desventajas que tienen los métodos de medición de la SWCC es su rango de medición de succión, que permite generar solo un segmento de la curva y limita su uso en algunas aplicaciones prácticas.

2.5.2.3 Métodos de estimación de la SWCC

Cuando no se cuenta con datos experimentales que relacionen la succión con el contenido de agua, los modelos de estimación son una alternativa para determinar la SWCC de un suelo. Hay tres caminos principales mediante los cuales se pueden estimar la curva de secado de la SWCC: (1) "extracción" de bases de datos de resultados de ensayos anteriores, (2) cálculos basados en una curva de distribución granulométrica, y (3) "correlación" de los parámetros del suelo para una ecuación específica de la SWCC con propiedades de clasificación del suelo (Fredlund y Huston, 2009). Estos procedimientos de estimación se muestran en la Figura 2.36.



* Funciones pedo-transferencias (PTF, por sus siglas en inglés); es decir, propiedades del suelo determinadas a partir de las propiedades de clasificación del suelo.

Figura 2.36 Procedimientos para la estimación de la SWCC (adaptado de Fredlund *et al.*, 2012)

Las estimaciones de la SWCC a partir de las propiedades de clasificación del suelo, como la curva de distribución granulométrica, se denominan funciones de pedo-transferencia (PTFs, por sus siglas en inglés) (Fredlund, 1999). Estimar la SWCC a partir de la curva granulométrica es muy útil en la práctica de la ingeniería, particularmente en el nivel de "diseño preliminar". Asimismo, con el pasar de los años su aceptación ha sido cada vez mayor en aplicaciones de ingeniería de suelos no saturados. Las PTFs parecen proporcionar estimaciones de la SWCC razonables para suelos arenosos y limosos. Las PTFs generadas para suelos que exhiben macroestructura (es decir, muchos suelos arcillosos) no proporcionan una adecuada estimación de la SWCC. Es importante saber que la SWCC obtenida de cualquiera de las PTFs es la curva de secado. De acuerdo con los resultados de un estudio estadístico, muestran que la técnica de Fredlund *et al.* (1997) parece funcionar mejor que otros procedimientos de pedo-transferencia para predecir la SWCC (Fredlund y Huston, 2009).

Otra alternativa para seleccionar la SWCC aproximada de un suelo es la consulta en bases de datos compiladas de curvas para suelos similares (principalmente en la minería de datos). Esto consiste en comparar la curva granulométrica del suelo en estudio con las curvas granulométricas de otros suelos que ya cuenten con una SWCC y seleccionar una curva aproximada.

Por último, las correlaciones entre las propiedades de clasificación de suelos (por ejemplo, la distribución granulométrica y los límites de Atterberg) pueden proporcionar parámetros aproximados para las ecuaciones de la SWCC. Las SWCC estimadas son satisfactorias para muchas aplicaciones de ingeniería (Aubertin *et al.*, 2003; Zapata *et al.*, 2000).

2.5.2.4 Modelos de ajuste

Existe una gran cantidad de ecuaciones empíricas que se han propuesto para ajustar mejor el contenido de agua de laboratorio frente a los datos de succión del suelo. Estas ecuaciones o modelos son útiles cuando los datos son dispersos y no continuos. De hecho, el ajuste de datos experimentales permite representar curvas características mejor definidas y completas. Algunas de estas ecuaciones empíricas se presentan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Presentación de modelos de ajuste de la SWCC junto con la información promedio de Akaike de Sillers (1996) (adaptado de Fredlund y Huston, 2009)

N°	Modelo	- Descripción de la ecuación	Parámetros de ajuste	Promedio de Aikake*
1	Gardner (1958)	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{1 + a_g \psi^{n_g}}$	a_g, n_g	-739
2	Brooks y Corey (1964)	$\theta_n = 1 \quad \text{para } \psi \leq \psi_{aev}$ $\theta_n = \left(\frac{\psi}{\psi_{aev}}\right)^{-\lambda_{bc}} \quad \text{para } \psi > \psi_{aev}$	ψ_{aev}, λ_{bc}	-764
3	van Genuchten (1980)	$\theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}	-824
4	van Genuchten (1980) – Mualem (1976)	$\theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}}]^{1-1/n_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}	-769
5	van Genuchten (1980) – Burdine (1953)	$\theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vb} \psi)^{n_{vb}}]^{(1-2/n_{vb})}}$	a_{vb}, n_{vb}	-762
6	Fredlund y Xing (1994)	$\theta(\psi) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a_f)^{n_f}]\}^{m_f}}$ $C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln[1 + (10^6/\psi_r)]}$	a_f, n_f, m_f	-1007
7	Pereira y Fredlund (2000)	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\psi/a_p)^{n_p}]^{m_p}}$	a_p, n_p, m_p, θ_r	N/A

Nota:

$\theta_n = (\theta - \theta_r) / (\theta - \theta_r)$; θ , contenido volumétrico de agua; θ_r , contenido volumétrico de agua en la succión residual; θ_s , contenido volumétrico de agua en la saturación; $\theta(\psi)$, contenido volumétrico de agua correspondiente a cualquier succión del suelo; ψ , cualquier succión del suelo; ψ_{aev} , succión de entrada de aire; ψ_r , succión residual; N/A, no disponible.

*La información promedio de Akaïke (1974) se obtuvo ajustando tres formas diferentes de las ecuaciones con más de 200 curvas características suelo-agua (Sillers, 1996). Cuanto más negativo sea el número promedio de Akaïke, mejor será el ajuste numérico.

Estas ecuaciones aparecen en la literatura utilizando una de las tres variables principales para describir la cantidad de agua en el suelo, estas son, el contenido gravimétrico de agua, contenido volumétrico de agua o grado de saturación (Fredlund, 2002). Cuando el suelo sufre un cambio de volumen durante un aumento de succión, solo la variable del grado de saturación define claramente el valor de entrada de aire para el suelo. Por otro lado, el contenido volumétrico de agua es la variable más comúnmente asociada con el término de almacenamiento de agua tal como aparece en la ecuación de flujo transitoria no saturada.

Las ecuaciones para las SWCCs que se muestran en la Tabla 2.4 están escritas en términos de contenido volumétrico de agua. Varias de las ecuaciones más utilizadas son de carácter sigmoidal y, como tales, proporcionan una función matemática continua en todo el rango de succión del suelo. Sin embargo, estas ecuaciones no proporcionan necesariamente una descripción adecuada del almacenamiento de agua en el rango de succiones bajas (es decir, por debajo del valor de entrada de aire) y para succiones superiores a la succión residual del suelo (Fredlund y Huston, 2009).

Algunas ecuaciones son continuas, mientras que otras son discontinuas. Asimismo, algunas ecuaciones tienen dos, tres y cuatro parámetros de ajuste; cuanto mayor sea el número de parámetros de ajuste, más probable es que la ecuación de la SWCC se ajuste estrechamente a los conjuntos de datos de laboratorio. La función SWCC debe tener el carácter correcto para poder describir toda la gama de succiones del suelo.

En la práctica de la ingeniería geotécnica los modelos de van Genuchten (1980) y el de Fredlund y Xing (1994) son los más empleados. La ecuación de van Genuchten (1980) es típica de las ecuaciones sigmoidales propuestas. Ha sido ampliamente utilizado en disciplinas relacionadas con la agricultura. La función continua se define en todo el rango de succión; sin embargo, los datos experimentales solo se representan adecuadamente entre los valores de entrada

de aire y la succión residual. Mualem (1976) y Burdine (1953) han propuesto ecuaciones que establecen una relación empírica entre los parámetros de ajuste m y n . La ecuación de Fredlund y Xing (1994) es de carácter sigmoïdal hasta las condiciones de succión residual, después de lo cual la ecuación se extiende a un valor de succión de 10^6 kPa con succión cero. También es posible tener valores de succión del suelo distintos de 10^6 kPa correspondientes a un contenido de agua cero.

2.5.2.5 Histéresis de la SWCC

La SWCC puede obtenerse mediante dos métodos: (1) tomando una muestra inicialmente saturada y aplicando succiones o presiones para desaturarla, o (2) humedeciendo gradualmente una muestra inicialmente seca. La curva obtenida en cada uno de los casos es diferente, este fenómeno se denomina histéresis (ver Figura 2.37a). La histéresis se define como el fenómeno que exhibe un sistema en el cual su reacción a los cambios depende de sus reacciones previas a dichos cambios (Tuller y Or, 2003).

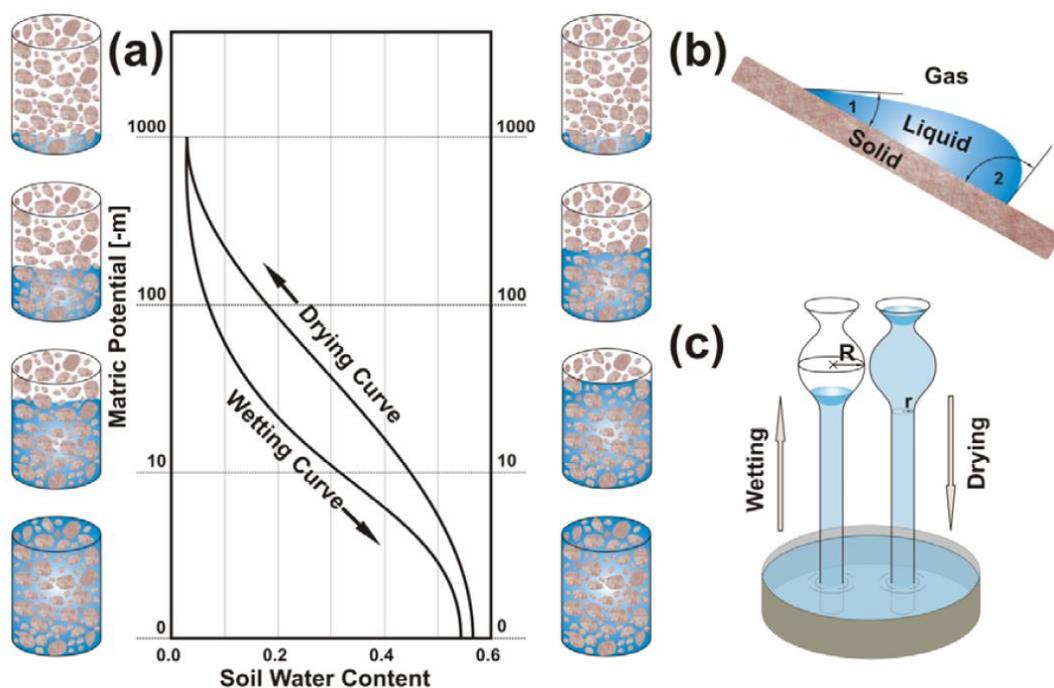


Figura 2.37 Esquema conceptual que muestra la histéresis del SWCC. (b) El efecto del ángulo de contacto, y (c) irregularidad en forma y tamaño de los poros interconectados como mecanismos potenciales para la histéresis (Tuller y Or, 2003)

Según Tuller y Or (2003), la histéresis puede asociarse a varios fenómenos, incluyendo:

- La irregularidad en forma y tamaño de los poros interconectados, donde el drenaje está gobernado por los poros más pequeños de radio r y la saturación de los poros mayores de radio R (Figura 2.37c).
- La diferencia en el ángulo de contacto líquido-sólido para el avance y retroceso de los meniscos de agua (Figura 2.37b).
- El aire atrapado en un suelo recién humedecido.
- Expansión y contracción del suelo al humedecerse y secarse.

El comportamiento histerético del suelo se observa en sistemas de flujo no saturados causados por condiciones de borde intermitentes, como condiciones de flujo no monótono que resultan de eventos de precipitación seguidos de períodos secos y redistribución con evaporación superficial. En la práctica, es común ignorar la naturaleza histerética de la SWCC debido a que puede llevar mucho tiempo y ser costoso (Pham *et al.*, 2005). La histéresis también suele ignorarse en las simulaciones numéricas debido a que ocasiona un mayor tiempo de cálculo e inestabilidades numéricas. Muchos estudios han demostrado que, en sistemas de flujo no saturados, cuando el flujo de agua no es monótono, se debe considerar la histéresis en el SWCC (Bashir *et al.*, 2016).

Asimismo, cuando las condiciones de borde son monótonas o constantes, es aceptable que el ingeniero geotécnico decida si el proceso que se está simulado en el campo es un proceso de humedecimiento o secado. La curva de humedecimiento o secado debe determinarse para el suelo y luego se puede estimar apropiadamente la función de propiedad de suelo no saturado. Es posible simular teóricamente los procesos de humedecimiento y secado a través del uso de modelos más complejos que incorporen los efectos de la histéresis; sin embargo, actualmente parece ser mejor separar los dos procesos cuando se simulan situaciones prácticas (Fredlund, 2002).

Estimación de la histéresis de la SWCC

La SWCC de secado generalmente es medida en el laboratorio, mientras que, para estimar la SWCC de humedecimiento, se puede desplazar la SWCC de secado un porcentaje de un ciclo logarítmico respecto de su punto de inflexión. De

esta manera, es posible estimar el rango de succión al que estaría sometido el suelo. Pham (2002) analizó el desplazamiento lateral entre las SWCC de secado y humedecimiento a partir de la data publicada por varios investigadores. Se encontró que el desplazamiento más amplio entre las SWCC de secado y humedecimiento correspondió a suelos arcillosos, y el desplazamiento más pequeño ocurrió en suelos arenosos. La Tabla 2.5 resume los desplazamientos laterales típicos y promedios respecto del punto de inflexión de las SWCCs para varios tipos de suelos (Pham *et al.*, 2002).

Tabla 2.5 Porcentajes de desplazamientos sugeridos respecto del punto de inflexión entre las SWCC de secado y humedecimiento para varios suelos (adaptado de Fredlund *et al.*, 2011)

Tipo de suelo	Rango típico de desplazamiento (% de un ciclo logarítmico)	Promedio de desplazamiento (% de un ciclo logarítmico)
Arena	15 – 35	25
Limo	35 – 60	50
Arcilla	–	Hasta 100

2.5.3 Función de conductividad hidráulica (FCH)

El término “función de conductividad hidráulica” o “función de permeabilidad” (en adelante FCH) para suelos no saturados, se utiliza para representar la relación que existe entre el coeficiente de permeabilidad (o conductividad hidráulica) y la succión del suelo (matricial o total); pudiendo también expresarse en función del grado de saturación o del contenido de agua volumétrico del suelo, sin embargo, para aplicaciones de ingeniería geotécnica es común representarlo en función de la succión.

Es importante recordar que un suelo saturado presenta una conductividad hidráulica constante; mientras que un suelo no saturado, la conductividad hidráulica es variable, y depende del contenido de agua o del estado de succiones que exista en el suelo.

La FCH para un suelo no saturado se puede determinar mediante mediciones directas de laboratorio o campo (Lu y Likos, 2004), sin embargo, estas pruebas resultan costosas y requieren de una cantidad importante de tiempo para llevarlas a cabo. En la práctica ingenieril es bastante aceptado los procedimientos de

estimación relacionados con las características de la SWCC y comúnmente se les conoce como métodos indirectos.

Existe una relación clara entre el inicio de la desaturación de un suelo (es decir, el valor de entrada de aire) y la disminución de su coeficiente de permeabilidad. La relación entre la SWCC y la FCH se ilustra en la Figura 2.38 para dos tipos de suelos, arena y limo arcilloso (Fredlund *et al.*, 2012).

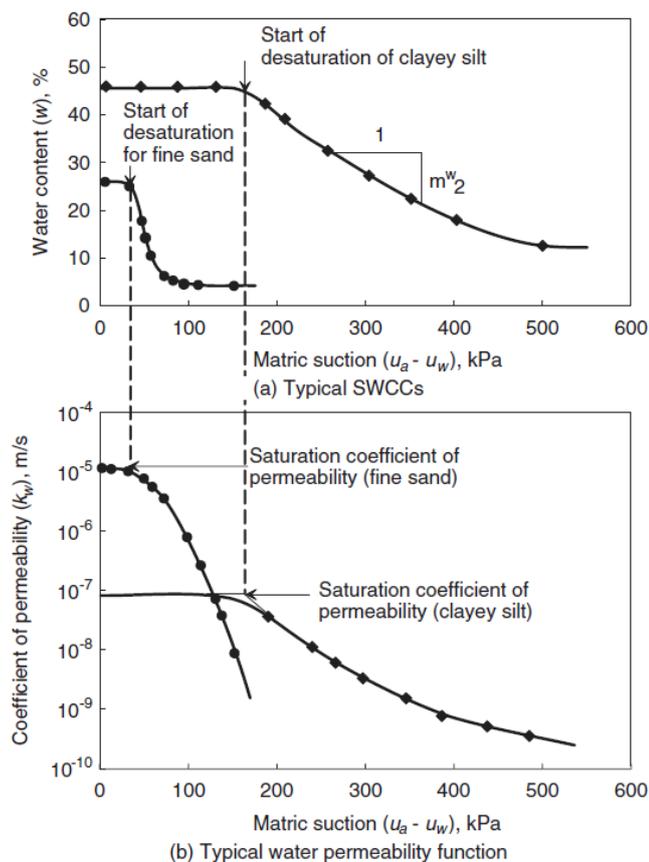


Figura 2.38 Relación típica entre la SWCC y la FCH estimadas para la arena y limo arcilloso (Fredlund *et al.*, 2012)

2.5.3.1 Métodos indirectos de estimación de la FCH

De acuerdo con Fredlund *et al.* (2012), las técnicas de estimación para determinar la FCH pueden dividirse en cuatro categorías: modelos empíricos (Brooks y Corey, 1964; Gardner, 1958), estadísticos (Van Genuchten y Burdine, 1953; Van Genuchten y Mualem, 1976), de correlación (Leong y Rahardjo, 1997) y de regresión (Fredlund y Xing, 1994).

Para estimar correctamente la FCH, primero debemos determinar la SWCC y la conductividad hidráulica saturada del suelo. Un resumen de los principales modelos de estimación de la FCH se enumera en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Modelos de estimación de la FCH

N°	Modelo	Descripción de la ecuación
1	Gardner (1958)	$k(\psi) = \frac{k_s}{1 + a_g \left(\frac{\psi}{\rho_w g}\right)^{n_g}}$ <p> a_g: Parámetro relacionado al inverso del valor de entrada de aire ρ_w: Densidad del agua g: Aceleración de la gravedad </p>
2	Brooks y Corey (1964)	$k(\psi) = k_s \quad \text{para } \psi \leq \psi_{aev}$ $k(\psi) = k_s \left(\frac{\psi_{aev}}{\psi}\right)^{2+3\lambda} \quad \text{para } \psi > \psi_{aev}$ <p> λ: Índice de distribución de los tamaños de poro del suelo ψ_{aev}: Succión correspondiente al valor de entrada de aire </p>
3	van Genuchten (1980)	$k(\psi) = k_s \frac{\left\{1 - (a_{vg}\psi)^{n_{vg}m_{vg}} [1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}}]^{-m_{vg}}\right\}^2}{[1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}/2}}$ <p> a_{vg}: Parámetro de ajuste correspondiente al valor de entrada de aire n_{vg}: Parámetro de ajuste que es función de la distribución del tamaño de los poros m_{vg}: Parámetro de ajuste </p>
4	van Genuchten (1980) – Mualem (1976)	$k(\psi) = k_s \frac{\left\{1 - (a_{vm}\psi)^{n_{vm}m_{vm}} [1 + (a_{vm}\psi)^{n_{vm}}]^{-m_{vm}}\right\}^2}{[1 + (a_{vm}\psi)^{n_{vm}}]^{m_{vm}/2}}$ $m_{vm} = 1 - 1/n_{vm}$ <p> a_{vm}: Parámetro de ajuste correspondiente al valor de entrada de aire n_{vm}: Parámetro de ajuste que es función de la distribución del tamaño de los poros m_{vm}: Parámetro de ajuste </p>
5	van Genuchten (1980) – Burdine (1953)	$k(\psi) = k_s \frac{\left\{1 - (a_{vb}\psi)^{n_{vb}m_{vb}} [1 + (a_{vb}\psi)^{n_{vb}}]^{-m_{vb}}\right\}^2}{[1 + (a_{vb}\psi)^{n_{vb}}]^{m_{vb}/2}}$ $m_{vb} = 1 - \frac{1}{n_{vb}}$ <p> a_{vb}: Parámetro de ajuste correspondiente al valor de entrada de aire n_{vb}: Parámetro de ajuste que es función de la distribución del tamaño de los poros m_{vb}: Parámetro de ajuste </p>
6	Fredlund Xing (1994)	$k(\psi) = k_s \frac{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$ <p> b: Límite de integración superior ($\ln 10^6$) y: variable ficticia que representa el logaritmo de la succión e^y: Número natural elevado a una variable ficticia θ': Derivada de la ecuación de la curva característica del suelo </p>

N°	Modelo	Descripción de la ecuación
7	Leong y Rahardjo (1997)	$k(\psi) = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^q$ <p> <i>q</i>: Parámetro de ajuste basado en correlaciones <i>θ</i>: Contenido de agua volumétrico <i>θ_s</i>: Contenido de agua volumétrico saturado </p>

Nota:

k(ψ), función de conductividad hidráulica; *k_s*, conductividad hidráulica saturada; *θ*, contenido volumétrico de agua; *θ_r*, contenido volumétrico de agua en la succión residual; *θ_s*, contenido volumétrico de agua en la saturación; *θ(ψ)*, contenido volumétrico de agua correspondiente a cualquier succión del suelo; *ψ*, cualquier succión del suelo; *ψ_{aev}*, succión de entrada de aire; *ψ_r*, succión residual.

Entre todas las ecuaciones mostradas en la Tabla 2.6, las propuestas por Van Genuchten (1980) y Fredlund y Xing (1994) dan mayor flexibilidad para ajustarse mejor a los datos medidos en laboratorio. En la presente tesis se emplea el modelo de Van Genuchten (1980) – Mualem (1976). La SWCC y FCH de los materiales, junto con las condiciones de borde establecidas al modelo numérico, dan solución a la ecuación general de flujo de agua. Las soluciones de modelamiento numérico pueden no ser exactas, pero pueden proporcionar una indicación razonable de las tendencias probables y proporcionan al ingeniero geotécnico una valiosa información que ayuda a tomar decisiones (Fredlund et al., 2012).

CAPÍTULO III: CASO DE ESTUDIO DE UNA PRESA DE RELAVES

3.1 GENERALIDADES

El presente caso de estudio de depósitos de relaves se ubica en la sierra central del Perú, departamento de Lima. La Unidad Minera se encuentra entre las elevaciones de 3,895 msnm y 4,016 msnm, aproximadamente; y está conformada por tres depósitos de relaves construidos en serie, los cuales se encuentran inoperativos. La presente tesis se centra en dos de estos depósitos de relaves, a los cuales llamaremos depósito A y depósito B (ver Figura 3.1)



Figura 3.1 Vista panorámica de los depósitos de relaves

El depósito A fue el primero de los tres depósitos en construirse, y estuvo en operación entre los años 1962 y 1980. El pie del depósito se ubica a aproximadamente 10 m del cauce del Río Rímac. Este depósito de 12.5 ha, fue construido por el método de recrecimiento aguas arriba, y está conformado por

una presa de aproximadamente 110 m de altura y 280 m de longitud de cresta construida con relaves gruesos. No se cuenta con planos as-built, por lo que ha sido fundamental los ensayos in-situ para inferir la distribución de materiales que lo conforman. Actualmente, este depósito tiene una cobertura de suelo orgánico revegetado y presenta taludes de aproximadamente 2.65H:1V, excepto hacia el pie, donde se forma un talud local de aproximadamente 8.8H:1V.

El depósito B fue construido en el año 2004 y se emplaza sobre la plataforma del depósito A (vaso) y operó hasta el 2008. Este depósito fue construido por el método de recrecimiento agua abajo partiendo con un dique de arranque compuesto por desmonte de mina, y presenta actualmente un talud aguas abajo de 2.4H:1V. Además, este depósito tiene un revestimiento de geomembrana en todo su vaso que se extiende hacia las laderas del valle natural.

3.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

3.2.1 Ensayos in-situ

Las campañas de exploración geotécnica consistieron principalmente de calicatas, perforaciones (SPT, LPT, Lefranc y Lugeon), ensayos de piezocono y geofísica. Estas campañas han sido realizadas entre los años 2008 a 2022, enfocadas principalmente en caracterizar los distintos tipos de relaves, establecer los contactos de los materiales y conocer el nivel piezométrico y/o freático al interior de los depósitos de relaves.

Para los objetivos de la presente tesis se han considerado los ensayos que se muestran en la Tabla 3.1. Asimismo, la Figura 3.2 muestra las perforaciones, piezoconos y tomografía eléctrica ejecutados en el área de interés.

Tabla 3.1 Cantidad de ensayos in-situ ejecutados en los depósitos A y B

Ensayo in-situ	Zona de ejecución / Cantidad	
	Depósito A	Depósito B
Puntos de muestreo	2	14
Calicatas	22	8
Perforaciones	34	13
Permeabilidad (Lefranc / Lugeon)	128 / 4	52 / 1
Ensayo SCPTu	12	-
Tomografía eléctrica	3	-

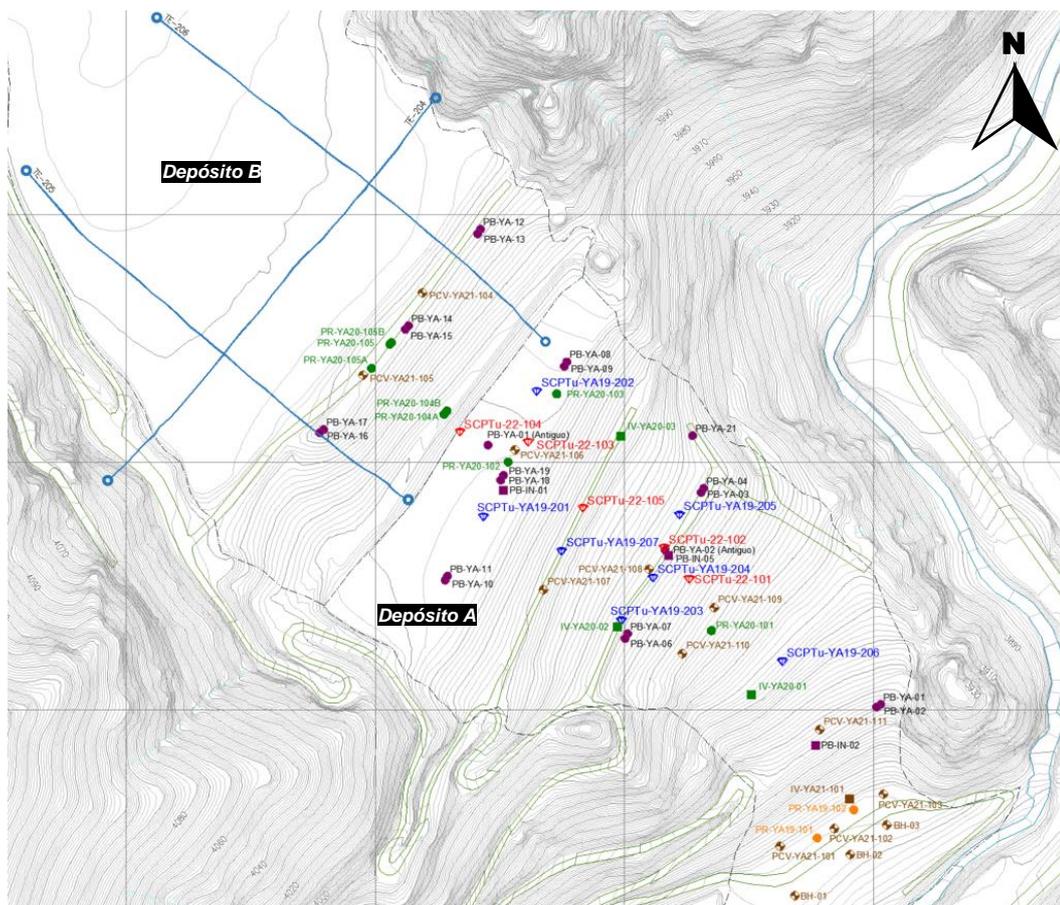


Figura 3.2 Vista en planta de perforaciones, piezoconos y tomografía eléctrica realizados en los depósitos A y B

3.2.2 Ensayos de laboratorio

Se realizaron una serie de ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas de los puntos de muestreo, excavación de calicatas, perforaciones y piezoconos. La Tabla 3.2 presenta un resumen de la cantidad de ensayos de laboratorio ejecutados en los relaves de los depósitos A y B y la cimentación.

Tabla 3.2 Cantidad de ensayos de laboratorio ejecutados en los materiales de los depósitos A y B

Ensayo de laboratorio	Zona de procedencia / Cantidad		
	Depósito A	Depósito B	Cimentación
Granulometría por tamizado	104	17	11
Límites de Atterberg	104	17	11
Granulometría por sedimentación	17	2	-
Contenido de humedad	122	33	11
Gravedad específica	40	7	1
Consolidación unidimensional	4	-	-
Conductividad hidráulica (pared flexible)	11	1	-

Ensayo de laboratorio	Zona de procedencia / Cantidad		
	Depósito A	Depósito B	Cimentación
Conductividad hidráulica (pared rígida)	-	3	-
SWCC	2	-	-

3.3 MODELO GEOTÉCNICO Y SECCIÓN DE ANÁLISIS

El modelo geotécnico fue elaborado con base en la interpretación de ensayos de piezocono y perforaciones. Los ensayos de piezocono nos permitieron identificar los distintos tipos de relaves presentes, esto según el tipo de comportamiento de suelo (SBTn) de acuerdo al chart de Robertson (2016). Los gráficos del SBTn agrupan a suelos que exhiben propiedades de comportamiento similares (i.e resistencia, rigidez, compresibilidad y drenaje), lo que permite la interpretación del tipo de suelo en función de parámetros normalizados de resistencia por punta y fricción del fuste (Q_{tn} y F_r). La Figura 3.5 muestra a manera de ejemplo, el perfil de un piezocono asociado al tipo de comportamiento de suelo (SBTn). Asimismo, en el **Anexo B** se presenta el detalle para cada piezocono. Por otra parte, los logueos de las perforaciones nos ayudaron principalmente a definir el contacto entre el relave, cuaternario y roca.

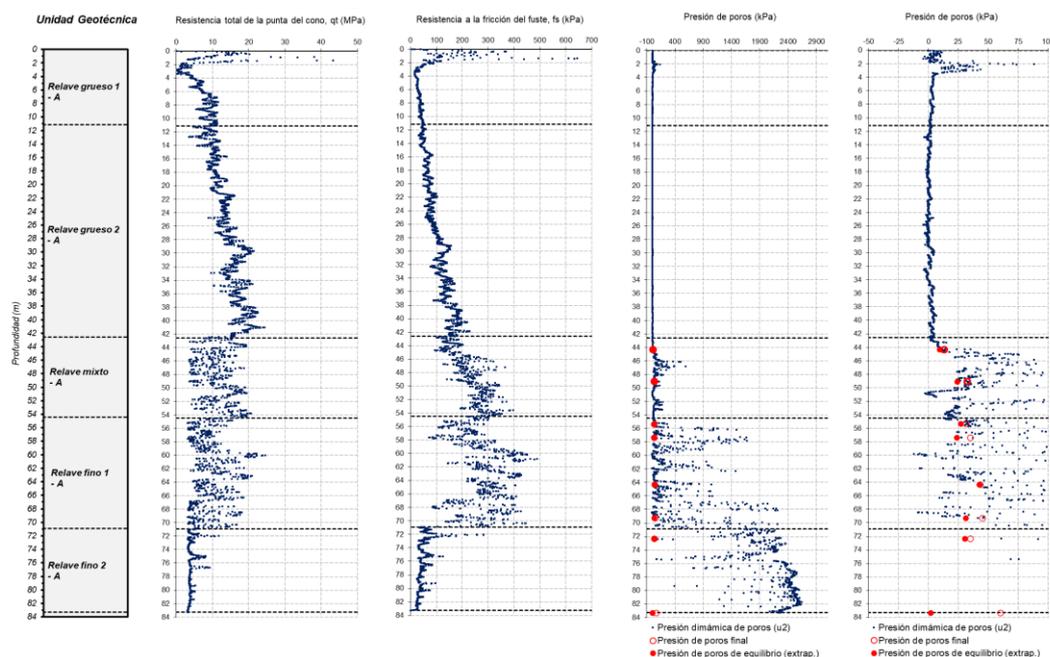


Figura 3.3 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-201

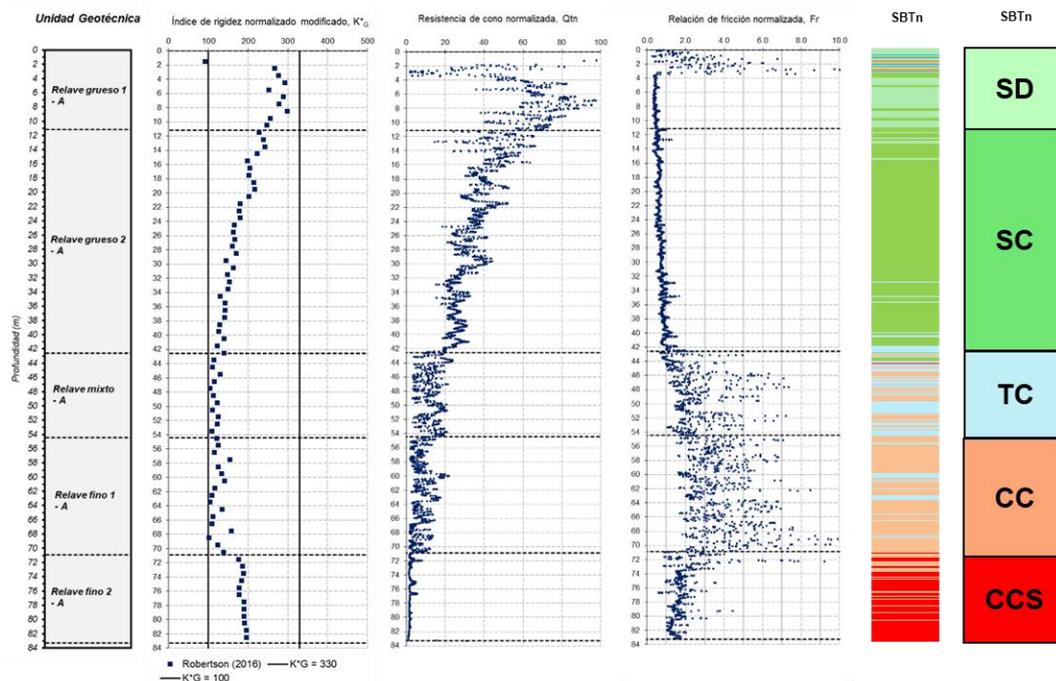


Figura 3.4 Valores de K_G^* , Q_{tn} , F_r y SBTn obtenidos en el SCPTu-YA19-201

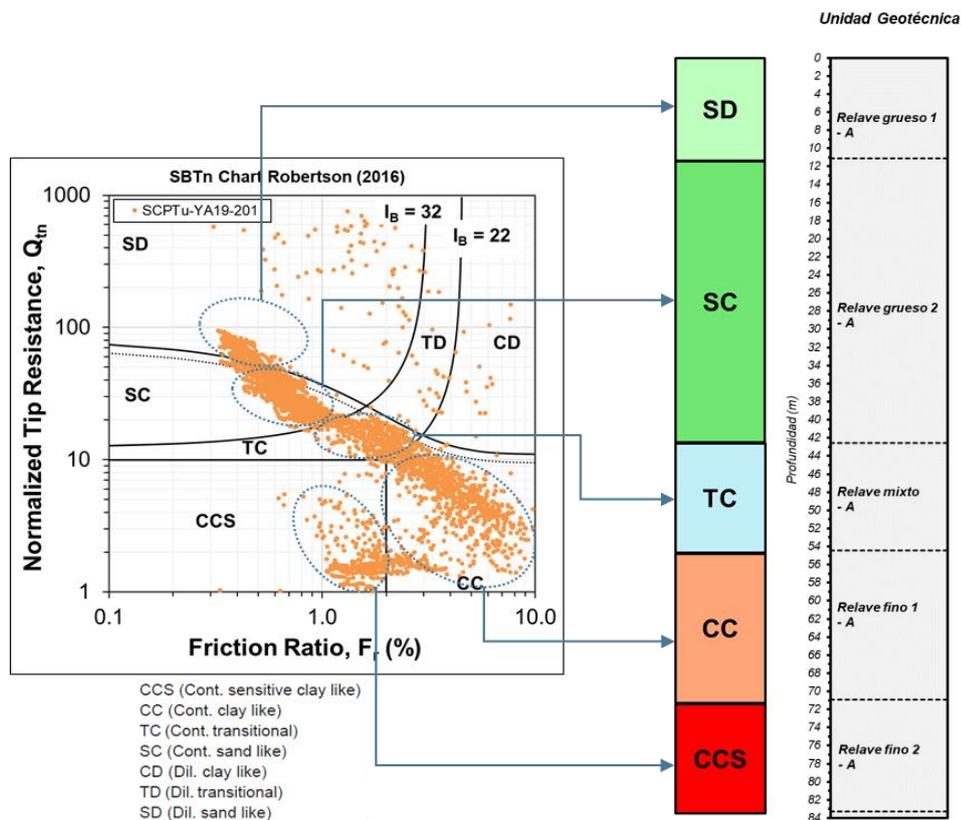


Figura 3.5 Perfil de piezocono basado en el tipo de comportamiento de suelo (SBTn) según Robertson (2016)

La Tabla 3.3 muestra los distintos tipos de relaves de los depósitos A y B, los cuales se encuentran asociados a un SBTn y a un rango de contenido de finos de acuerdo con los ensayos de laboratorio. Como puede notarse no necesariamente un contenido de finos (%F) del 50% divide materiales finos y gruesos. Desde el punto de vista de comportamiento del suelo, un material limoso puede comportarse como una arena, esto puede observarse en el relave grueso 2, que incluso alcanza % F de 62%. El relave mixto es considerado como una transición entre los relaves gruesos y finos, donde incluso su clasificación granulométrica es como material fino. Por último, los ensayos de granulometría no mostraron una distinción entre el relave fino 1 y 2, sin embargo, como se mostró en la Figura 3.5, ambos están asociados a comportamientos distintos, encontrándose el relave fino 2 subyacente al relave fino 1.

Tabla 3.3 Tipos de relaves asociados al SBTn de Robertson (2016)

Zona	Material	SBTn asociado	Contenido de finos, %F ⁽¹⁾
Depósito A	Relave grueso 1	SD (<i>dilatative sand like</i>)	15 < %F < 29
	Relave grueso 2	SC (<i>contractive sand like</i>)	10 < %F < 62
	Relave mixto	TC (<i>contractive transitional like</i>)	59 < %F < 88
	Relave fino 1	CC (<i>contractive clay like</i>)	71 < %F
	Relave fino 2	CCS (<i>contractive sensitive clay like</i>)	70 < %F
Depósito B	Relave grueso	SC (<i>contractive sand like</i>)	17 < %F < 50
	Relave fino	CC (<i>contractive clay like</i>)	54 < %F < 72

Nota:

1. Basado en la caracterización física presentado en la sección 4.1.

El análisis de infiltración de los depósitos de relaves, ha sido evaluado mediante un análisis bidimensional, para lo cual se definió una sección que cruza a lo largo del centro del valle y en el cual el espesor de relave es mayor. La ubicación en planta de la sección modelada, designada como sección X-X, se presenta en la Figura 3.6. En la Figura 3.7 se muestra el modelo geotécnico resultado de la interpretación de los piezoconos y perforaciones.

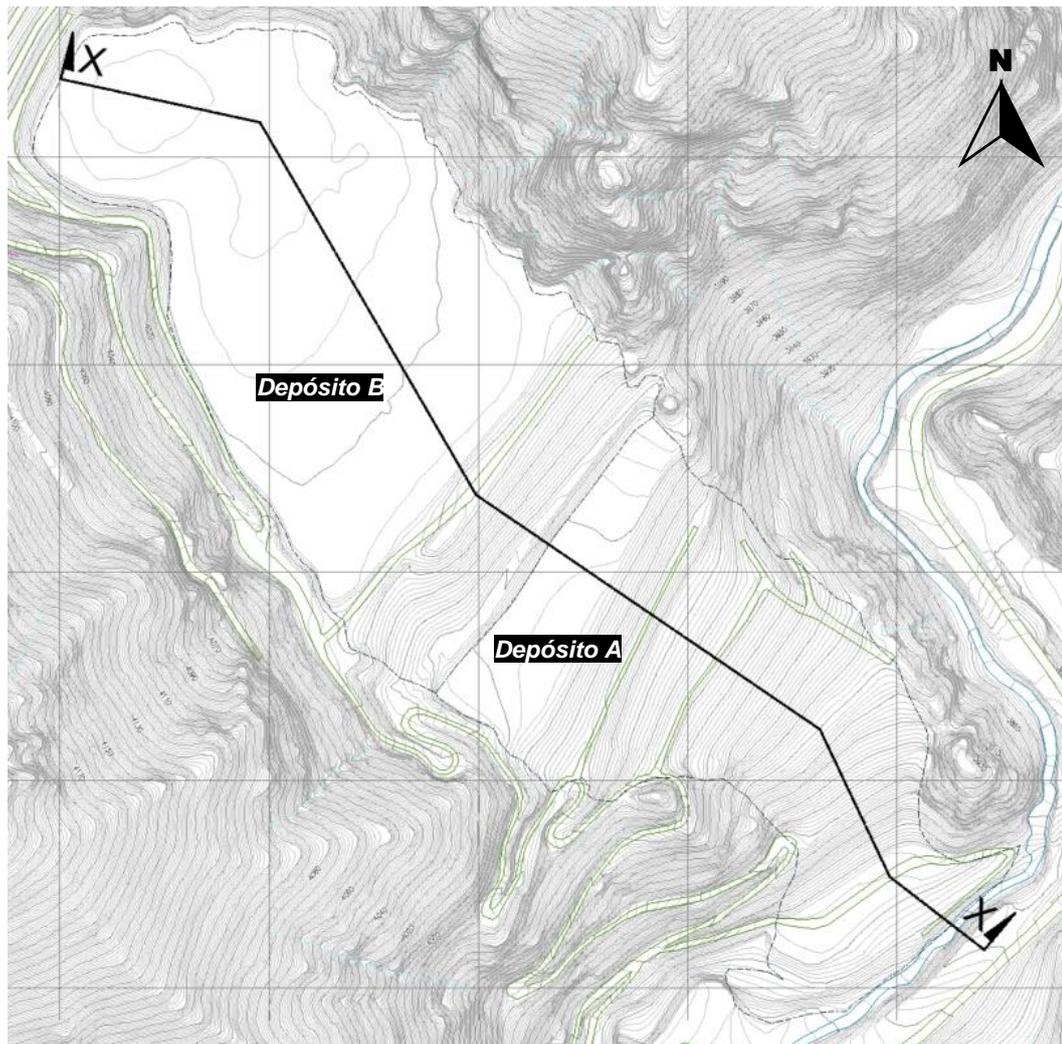


Figura 3.6 Vista en planta de la sección de análisis (sección X-X)

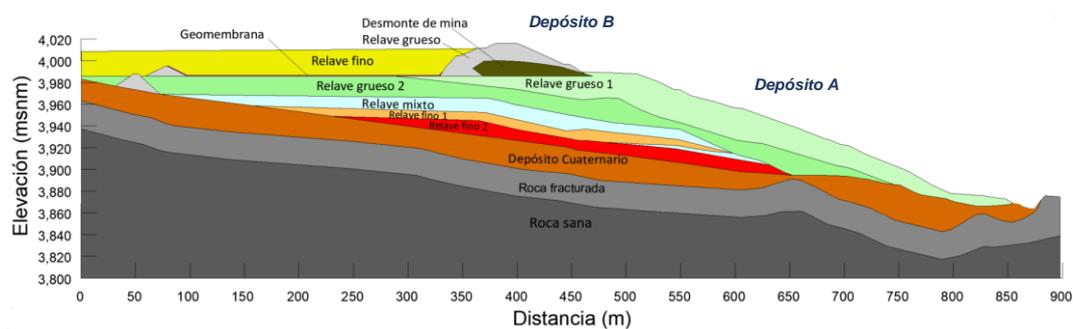


Figura 3.7 Modelo geotécnico de los depósitos A y B – Sección X-X

3.4 CONDICIONES DE PRESIONES DE PORO

En esta sección se presenta la interpretación de las condiciones de presiones de poro y niveles de agua que se han registrado históricamente en los piezómetros y en los ensayos de disipación del piezocono. Además, se incluye los resultados de los ensayos de tomografía eléctrica en zonas donde no se cuenta con mediciones directas.

3.4.1 Análisis del nivel piezométrico

Para el presente análisis se consideraron 14 piezómetros, de los cuales 11 son de cuerda vibrante y 3 de tubo abierto que tienen instalado un sensor de cuerda vibrante en su interior. La Figura 3.8 muestra la ubicación de estos piezómetros en planta. A continuación, se describe el procedimiento empleado:

1. Los niveles piezométricos considerados para el análisis se calcularon a partir de los registros de sensores de cuerda vibrante, que originalmente son medidos en *digits*, y aplicando sus respectivos factores de conversión, además de corrección por temperatura y barométrica son transformados a presión de poros en Kilopacales y posteriormente a columnas de agua (m.c.a.).
2. Se construyen los hidrogramas de cada piezómetro (tiempo de medición vs nivel de agua). Se identificó cambios abruptos de niveles o mediciones erróneas, que no mostraban un comportamiento similar al histórico, que podrían ser resultados de eventos externos, como purgas y desarrollo de piezómetros cercanos; en estos casos los valores fueron depurados con el objetivo de tener una data consistente y que permita realizar una adecuada estadística. Se dispone información piezométrica a partir de junio del 2021 hasta octubre del 2022, abarcando época seca y húmeda. La Figura 3.9 muestra los niveles de agua de los piezómetros y su relación con la precipitación. Los hidrogramas de cada piezómetro se presentan en el **Anexo A**.
3. Como parte del análisis, se determinaron algunos parámetros estadísticos como el máximo, mínimo y mediana (o percentil 50) de los datos. La Tabla 3.4 muestra un resumen de los valores obtenidos en cada piezómetro. Además, con el objetivo de visualizar espacialmente cada piezómetro y conocer el comportamiento hidráulico que se estaría generando al interior de los

depósitos de relaves, se plotó cada sensor del piezómetro y el nivel de agua promedio (percentil 50), el cual se presenta en la Figura 3.10.

De acuerdo al análisis realizado, se observa lo siguiente:

- Los piezómetros ubicados en la cimentación (PCV-YA20-104(1) y PCV-YA20-102(1)) muestran una respuesta directa a la recarga por precipitación, es decir, en época húmeda se observa un incremento del nivel de agua, así como en época seca se registra una disminución del nivel del agua (ver Figura 3.9).
- Los piezómetros ubicados en los relaves finos muestran presiones de poro (o cargas de agua) muy bajas y estos no siguen un patrón de comportamiento hidrostático (ver Figura 3.10). Asimismo, es evidente que la respuesta del nivel de agua de estos piezómetros ante la precipitación es mínima y más tiende a ser constante en el tiempo (ver Figura 3.9). Esto también puede observarse en la diferencia entre el nivel de agua máximo y mínimo según la Tabla 3.4.
- De acuerdo a lo mencionado, estaría existiendo dos o más regímenes de flujo al interior del depósito. Se planteó la hipótesis que existiría un flujo de aguas subterráneas que pasaría a través del depósito cuaternario y la roca; y un flujo al interior de los relaves del depósito A (principalmente finos) que tendrían un comportamiento no hidrostático.

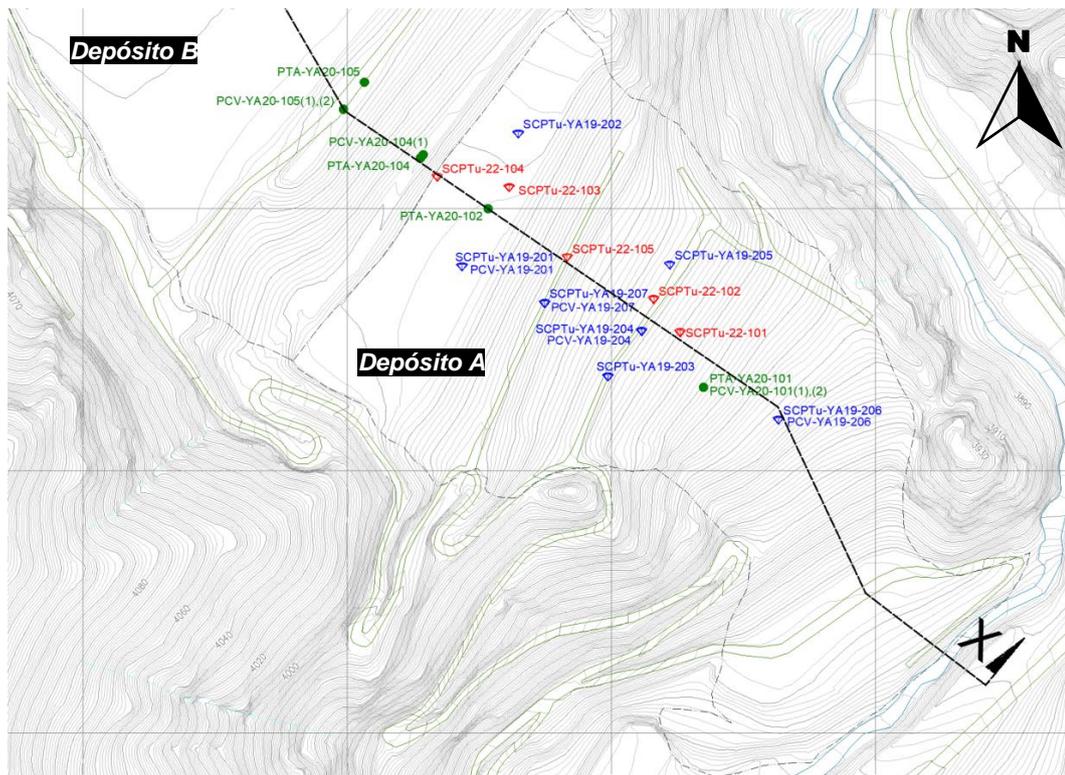


Figura 3.8 Vista en planta de piezómetros y piezoconos

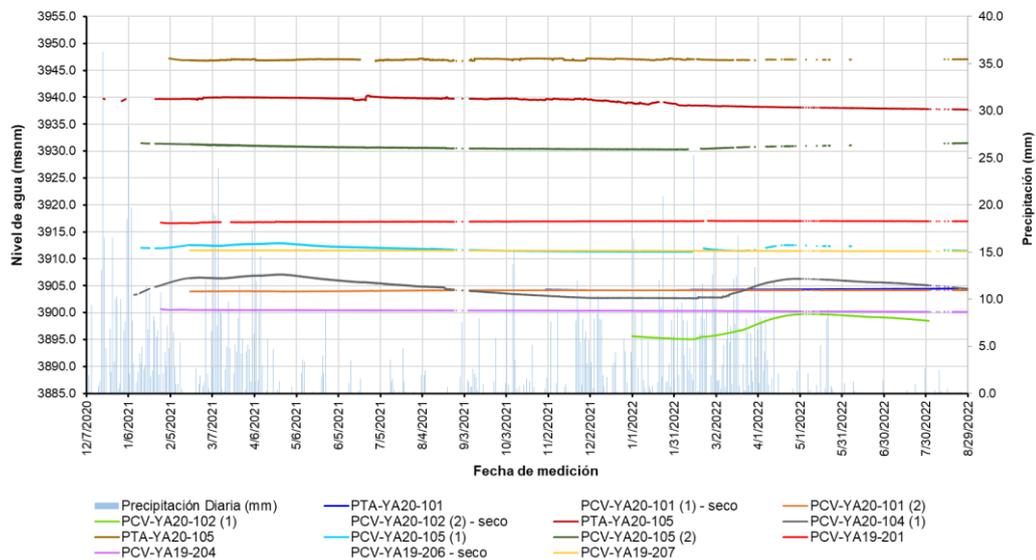


Figura 3.9 Registros de los niveles piezométricos de noviembre 2019 a marzo 2021

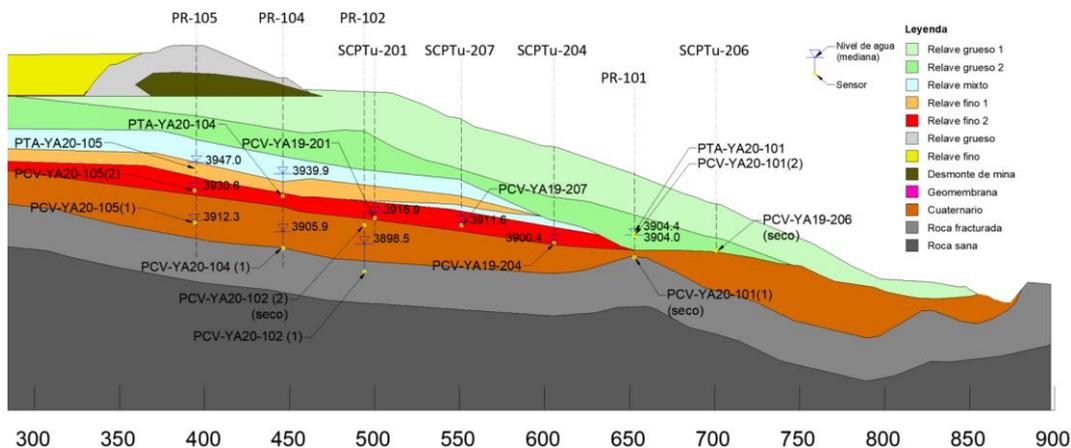
Tabla 3.4 Resumen de piezómetros analizados

Código del piezómetro	Material monitoreado	Cota en superficie (msnm)	Cota de sensor (msnm)	Nivel piezométrico registrado (msnm)			Carga promedio de columna de agua (m.c.a.)
				Máximo	Mínimo	Mediana o Percentil 50	
PTA-YA20-101	Relave grueso 2	3939.7	3904.2	3904.5	3904.2	3904.4	0.2
PCV-YA20-101 (1)	Roca fracturada	3939.7	3890.7	Piezómetro seco			-
PCV-YA20-101 (2)	Relave grueso 2	3939.7	3903.8	3904.2	3903.9	3904.0	0.3
PCV-YA20-102 (1)	Roca fracturada	3988.7	3882.2	3899.7	3895.0	3898.5	16.4
PCV-YA20-102 (2)	Cuaternario	3988.7	3909.7	Piezómetro seco			-
PTA-YA20-104	Relave fino 2	3996.5	3927.0	3940.4	3937.7	3939.9	12.9
PCV-YA20-104 (1)	Roca fracturada	3996.2	3896.1	3907.1	3902.6	3905.9	9.8
PTA-YA20-105	Relave fino 1	4016.3	3943.4	3947.2	3946.7	3947.0	3.6
PCV-YA20-105 (1)	Cuaternario	4016.3	3911.3	3913.0	3911.3	3912.3	1.0
PCV-YA20-105 (2)	Relave fino 2	4016.3	3930.3	3931.5	3930.3	3930.8	0.5
PCV-YA19-201	Relave fino 2	3988.9	3913.9	3917.2	3916.6	3916.9	2.9
PCV-YA19-204	Relave fino 2	3955.3	3899.3	3900.9	3900.1	3900.4	1.1
PCV-YA19-206	Relave grueso 2	3920.3	3894.7	Piezómetro seco			-
PCV-YA19-207	Relave fino 2	3973.0	3909.6	3911.6	3911.4	3911.6	1.9

Abreviaturas:

PCV: Piezómetro de cuerda vibrante.

PTA: Piezómetro de tubo abierto que al interior tiene instalado un sensor de cuerda vibrante.



3.4.2 Ensayos de disipación del piezocono

Para el presente análisis se consideraron los ensayos de disipación realizados en 12 piezoconos, de los cuales 7 fueron ejecutados en el año 2019 (código SCPTu-YA19) y 5 ejecutados en el año 2022 (código SCPTu-22). La Figura 3.8 muestra la ubicación los piezoconos en planta.

A diferencia de la información piezométrica disponible, los ensayos de disipación nos permitieron tener una mejor idea del perfil de presiones de poro. Generalmente, en suelos naturales, las presiones de poro suelen basarse en la profundidad del nivel freático, asumiendo condiciones de presiones de poro hidrostáticas. Sin embargo, al interior de un depósito de relaves, principalmente con crecimiento aguas arriba, la caracterización de las condiciones de presiones de poro puede llegar a ser compleja.

Para una mejor interpretación de los ensayos de disipación y mayor precisión en la determinación de parámetros geotécnicos, se sugiere realizar un análisis previo para la estimación de la presión de poros inicial (u_i) y presión de poros equilibrio (u_0):

1. Para estimar razonablemente la presión de poros inicial (u_i) es recomendable expresar el eje de abscisas en términos de la raíz cuadrada del tiempo, tal como se observa en la Figura 3.11. Luego, realizamos una proyección lineal (línea roja punteada) de un tramo de la curva y la intersección con el eje de ordenadas ($t = 0$) sería el valor de u_i . Este procedimiento resulta ser principalmente útil cuando se tienen disipaciones iniciales dilatorias (ver Figura 3.11).
2. En relaves, generalmente los ensayos de disipación no suelen tomar mucho tiempo, sin embargo, en muchos casos el ensayo se detiene antes de que la presión de poros llegue al equilibrio. Es por ello que no necesariamente la presión de poros al final del ensayo resulta ser la presión de equilibrio (u_0); este error suele cometerse frecuentemente. Para la estimación de la presión de poros de equilibrio (u_0) se pueden emplear los enfoques empíricos propuestos por Davis *et al.* (1991) y Flemings *et al.* (2008). Estos métodos expresan el eje de abscisas en $1/t$ y $1/\sqrt{t}$, respectivamente. En la presente tesis inicialmente se aplicaron los dos métodos, sin embargo, se observó que en muchos casos el método $1/\sqrt{t}$ daba como resultado valores de u_0 negativos, por lo que se prefirió aplicar el método $1/t$. La Figura 3.12 muestra el resultado de un ensayo de disipación, en el cual observamos que no llegó completamente a la presión de equilibrio, seguidamente expresamos el eje de abscisas en la inversa del tiempo ($1/t$), tal como muestra la Figura 3.13; luego identificamos un tramo final del ensayo, para finalmente realizar una regresión lineal y determinar el valor extrapolado de u_0 (ver Figura 3.14).

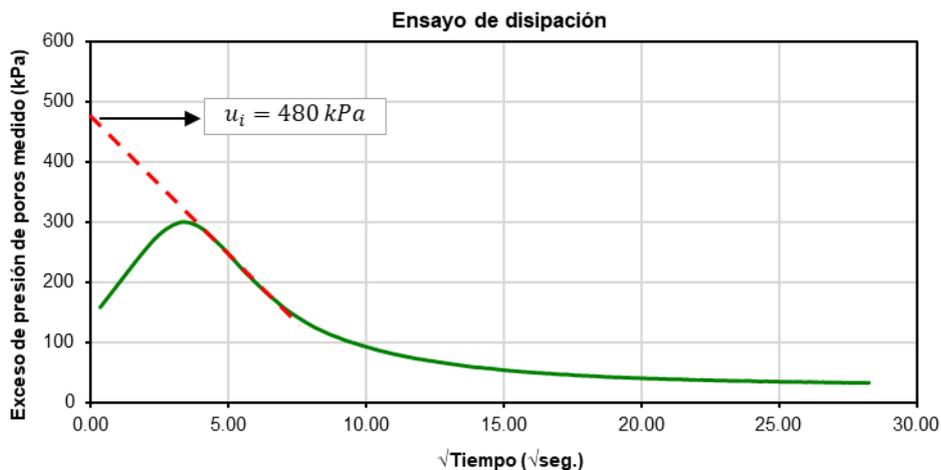


Figura 3.11 Procedimiento para la estimación de la presión de poros inicial (u_i)

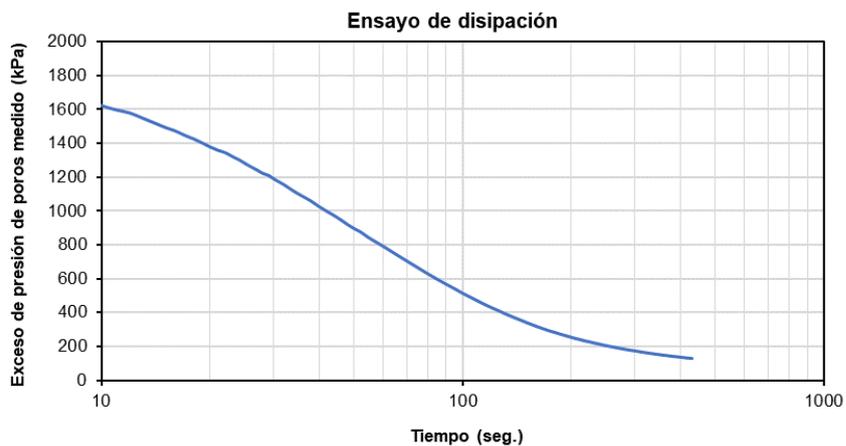


Figura 3.12 Resultado de un ensayo de disipación

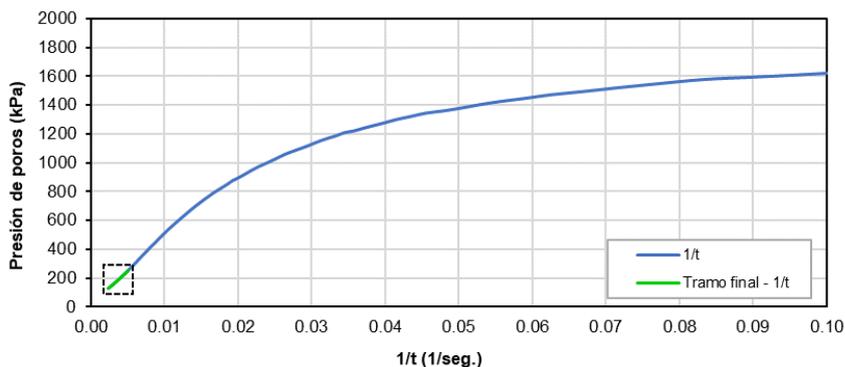
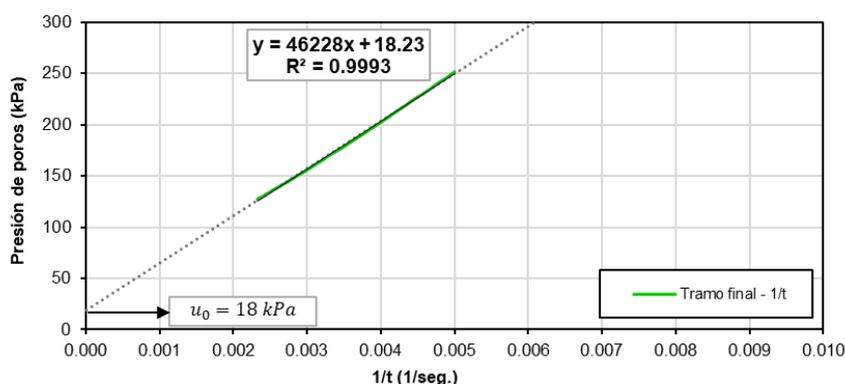


Figura 3.13 Resultado de un ensayo de disipación expresado en $1/t$

Figura 3.14 Obtención de la presión de equilibrio extrapolado (u_0)

Por último, graficamos en profundidad, el perfil de presiones dinámicas de poros (u_2) obtenido en cada piezocono, esto con la idea de inferir el perfil estratigráfico, comportamiento del suelo y condiciones de drenaje. Asu vez, plotamos las presiones de poro al final del ensayo de disipación y presiones de equilibrio (extrapolado) con el objetivo de visualizar la distribución y regímenes de presiones de poro obtenidos en profundidad. Los resultados se muestran en el **Anexo B**. Es importante mencionar, que se graficaron tanto presiones finales y de equilibrio (extrapolado), dada la incertidumbre que tenemos en conocer el valor real de la presión de equilibrio, por lo que se prefiere manejar como un rango entre estos 2 valores.

A continuación, se mencionan los resultados obtenidos:

- En general, las presiones dinámicas (u_2) en el relave grueso 1 y 2 resultaron ser cero o muy cercanas a ello, esto podría indicarnos que el material tendría un contenido de humedad bajo. Sin embargo, también debemos tener en cuenta que en un material dilatante saturado, se pueden generar presiones negativas.
- Las presiones dinámicas (u_2) positivas empiezan a generarse en el relave mixto y en mayor medida en el relave fino 1 y fino 2, lo cual nos podría indicar una condición parcialmente saturada (muy húmeda) a saturada.
- El perfil de presiones de poros obtenidos de los ensayos de disipación indica un régimen no hidrostático (flujo descendente) en los relaves (mixto, fino 1 y fino 2).
- En general se observó que en relave mixto y fino 1, las presiones de poro de equilibrio (u_0) aumentaron a una tasa menor que la hidrostática (con

diferentes tasas en distintas profundidades y ubicaciones). En el relave fino 2 se observó un drenaje significativo hacia el suelo de cimentación.

- A modo de ejemplo, en la Figura 3.15 se muestra la distribución de presiones de poro en profundidad. Se evidencia claramente que, asumir una condición hidrostática sobreestimaría en gran magnitud las presiones reales al interior de los relaves. Para la estimación de los parámetros geotécnicos (presentado capítulo IV) se utilizaron la distribución de presiones de poros (no hidrostáticas) obtenidos de los ensayos de disipación.

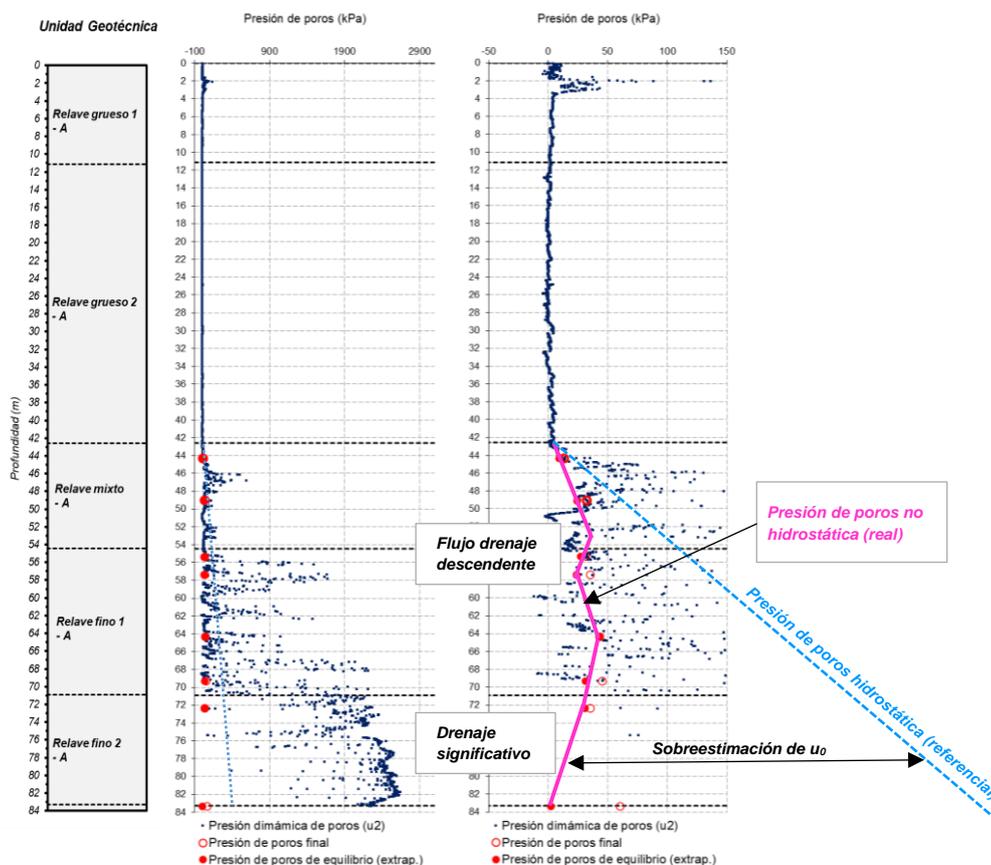


Figura 3.15 Distribución de presiones de poro – SCPTu-YA19-201

3.4.3 Ensayos de tomografía eléctrica

Los ensayos de tomografía eléctrica nos indican zonas secas a muy húmedas de acuerdo a la resistividad eléctrica del suelo. Tal como se mencionó en la sección 2.3.1.3, sus resultados dependen de muchos factores, por lo que es importante contrastarlos con mediciones directas.

En la presente tesis estos ensayos han sido empleados en zonas donde se carece de información piezométrica o ensayos de piezocono. En el año 2018 se realizaron 3 ensayos de tomografía eléctrica en el depósito B, los cuales se extendieron en el vaso y cresta del dique (ver Figura 3.16). Dada la condición de impermeabilización del vaso, esta zona no cuenta con investigaciones directas profundas (i.e. perforaciones), por lo que sus resultados deben tomarse con precaución, pero sirven mucho como complemento y verificación.

Los ensayos de tomografía eléctrica nos han permitido distinguir principalmente dos zonas:

- La primera zona, asociado al relave fino del vaso del depósito B, con color celeste a azul, valores bajos de resistividad entre 10 a 100 ohmios – metro ($\Omega.m$), se caracteriza por la existencia de relaves húmedos en superficie y probablemente saturados en profundidad hasta antes del contacto con la geomembrana. Para verificar el grado de saturación se debería muestrear y obtener su contenido de humedad.
- La segunda zona, asociado a los relaves del depósito A en el centro del valle y al depósito cuaternario y roca en dirección hacia los estribos, con color verde, amarillo y naranja, valores de resistividad intermedia a alta, entre 120 a 910 $\Omega.m$.

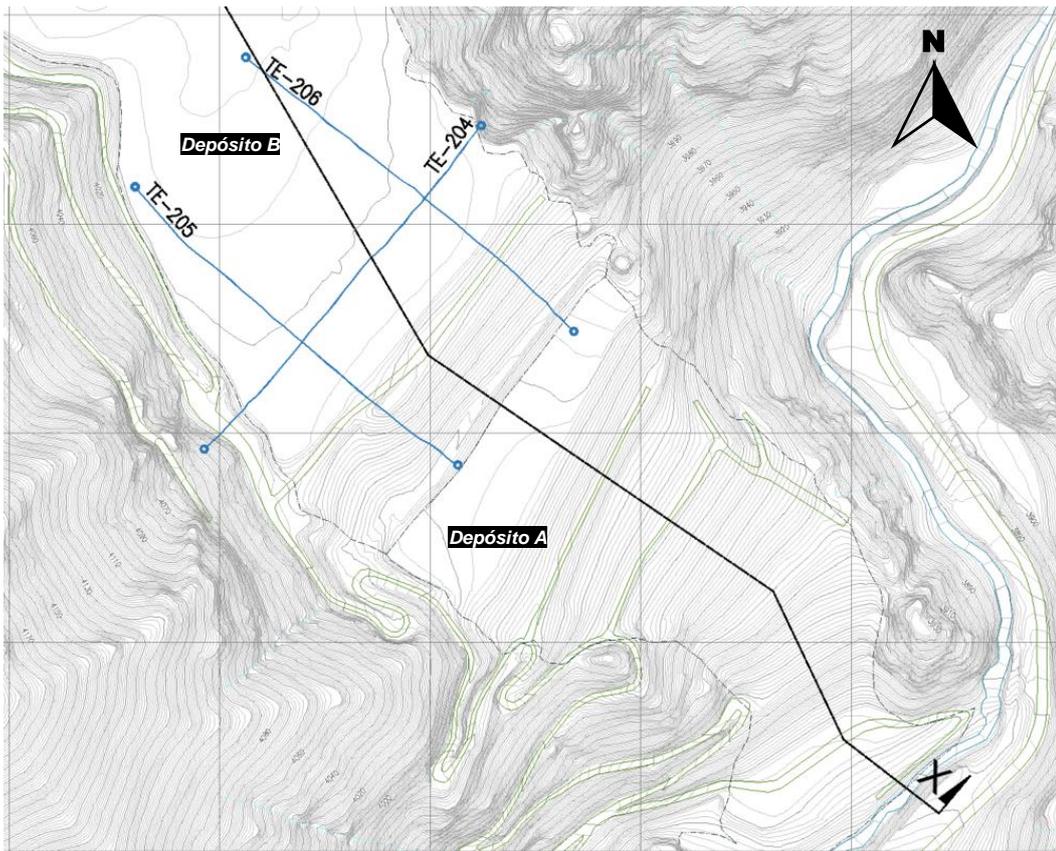
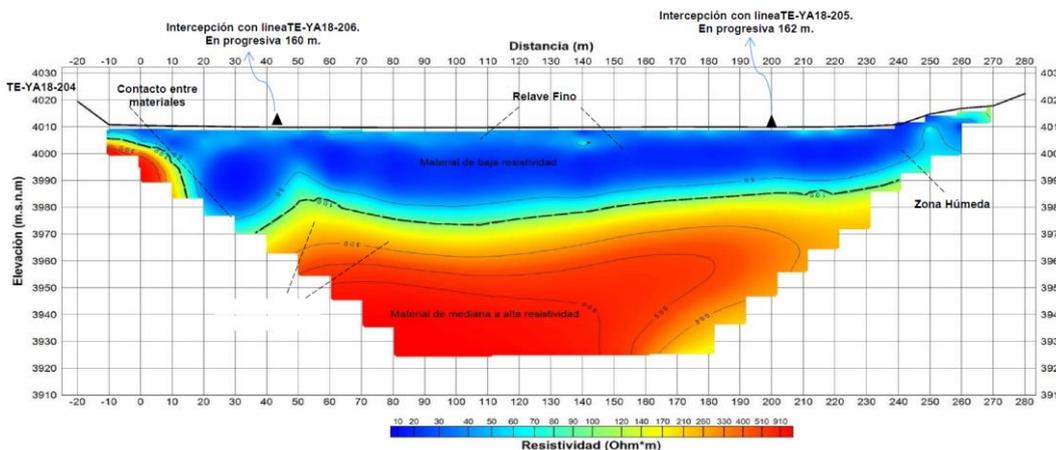


Figura 3.16 Vista en planta de los ensayos de tomografía eléctrica ejecutados en el depósito B



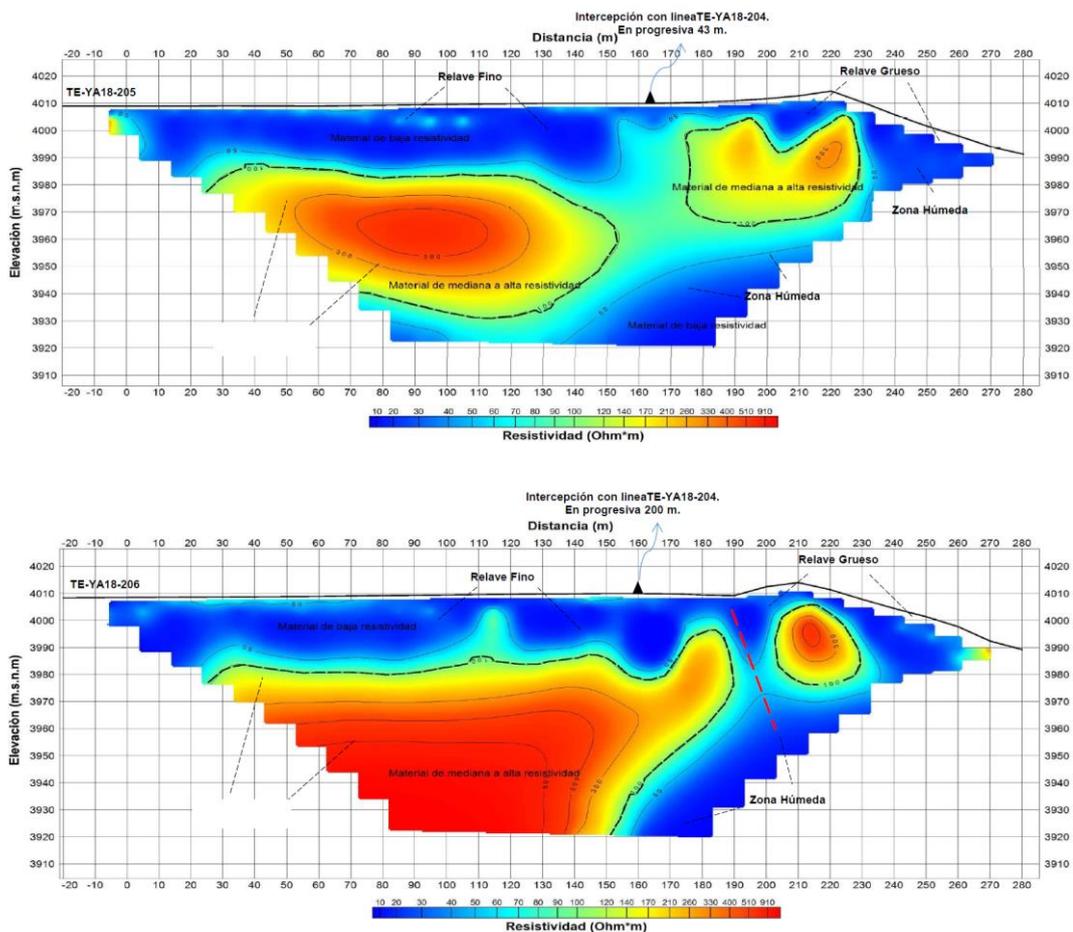


Figura 3.17 Resultados de los ensayos de tomografía eléctrica TE-YA18-204, 205 y 206

CAPÍTULO IV: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES HIDRÁULICAS NO SATURADAS

4.1 CARACTERIZACIÓN FÍSICA Y PROPIEDADES HIDRÁULICAS SATURADAS

La caracterización física e hidráulica de los materiales que conforman los depósitos de relaves A y B fue desarrollada con base en los ensayos de campo (Lefranc, Lugeon y piezocono) y laboratorio (pared flexible y consolidación). Se emplearon las formulaciones presentadas en la sección 2.3, además se determinaron algunos valores estadísticos al total de datos con el objetivo de presentar un rango de valores de la conductividad hidráulica. En ese sentido, se definieron valores inferiores y superiores, asociados al percentil 15 (P15) y 85 (P85), respectivamente; y la media geométrica (MG) como valor representativo del total de datos.

4.1.1 Depósitos de relaves A

4.1.1.1 Relave grueso 1

El relave grueso 1 del Depósito A, se encuentra en promedio entre los 15 a 25 m de profundidad y constituiría el material de los diques de los recrecimientos aguas arriba. Este relave presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS como arena limosa (SM).
- Contenido de gravas entre 0% a 15% (3% en promedio), arenas entre 51% a 84% (75% en promedio) y finos entre 15% a 29% (21% en promedio).
- De las muestras ensayadas, ninguna presenta plasticidad.
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.75 a 2.91 (2.86 en promedio).

La Figura 4.1 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave grueso 1.

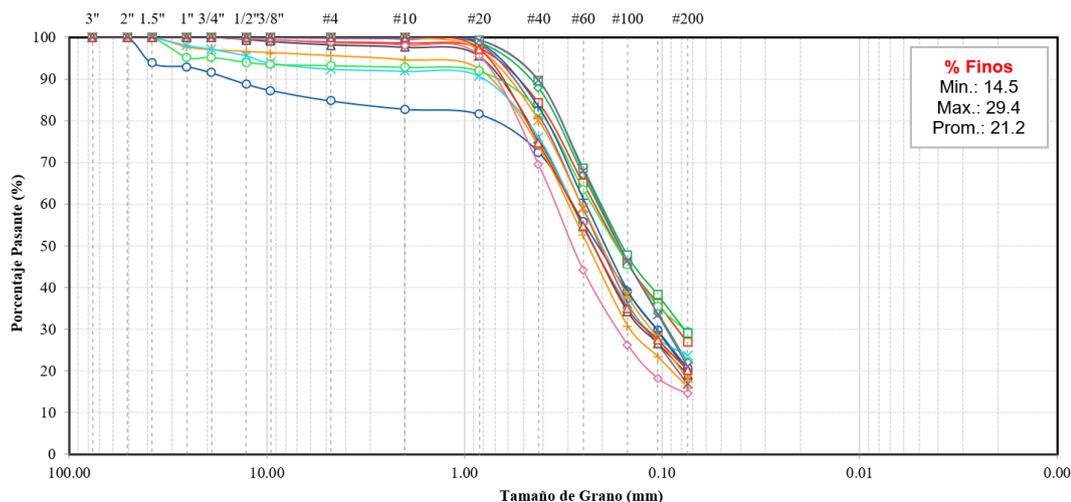


Figura 4.1 Curvas de distribución granulométrica del relave grueso 1 – Depósito A

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvieron valores de 1.3×10^{-4} cm/s (P15), 4.6×10^{-3} cm/s (P85) y 1.1×10^{-3} cm/s (MG).

Asimismo, con fines comparativos, se estimó la conductividad hidráulica saturada (k_h) de acuerdo a la relación propuesta por Robertson (2010) que está en función del I_c , con lo cual se obtuvieron valores de 1.8×10^{-4} cm/s (P15), 3.8×10^{-3} cm/s (P85) y 7.5×10^{-4} cm/s (MG). Por último, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de ensayos de pared flexible resultó de 2.7×10^{-4} cm/s (MG). La Figura 4.2 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave grueso 1.

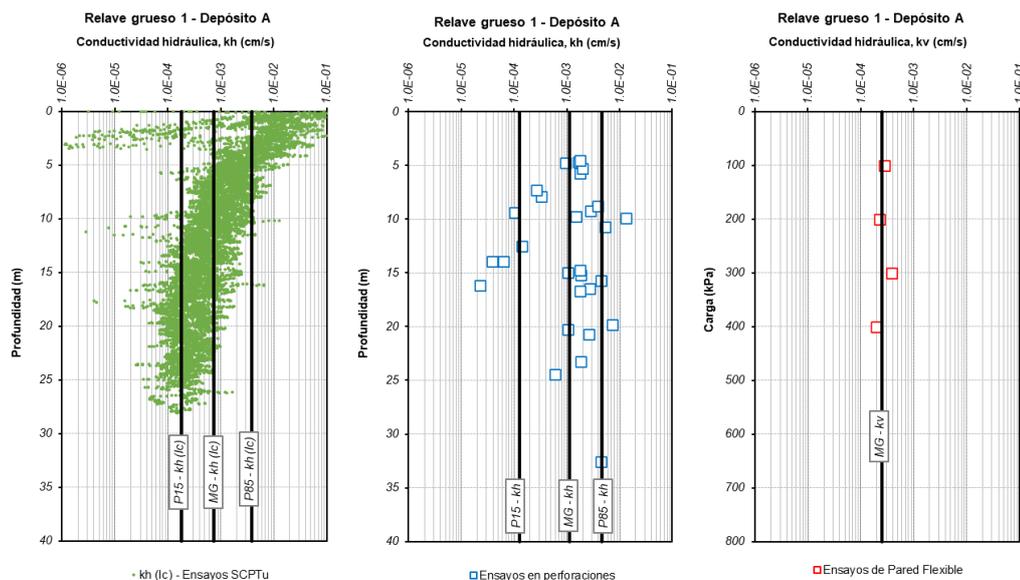


Figura 4.2 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave grueso 1 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono, b) Perforaciones (Lefranc), c) Ensayos de laboratorio (pared flexible)

4.1.1.2 Relave grueso 2

El relave grueso 2 del Depósito A, se encuentra en promedio entre los 25 a 50 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS principalmente como arena limosa (SM), algunas muestras clasifican como limo de baja compresibilidad (ML), solo una muestra clasifica como arena pobremente gradada con limo (SP-SM) y otra como arena bien gradada con limo (SW-SM).
- Contenido de gravas entre 0% a 3% (0% en promedio), arenas entre 38% a 90% (63% en promedio) y finos entre 10% a 62% (37% en promedio). Los ensayos de granulometría por hidrómetro determinaron la presencia de limos entre 26% a 44% (33% en promedio) y arcillas entre 5% a 15% (11% en promedio).
- De las muestras ensayadas, el 97% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 12% a 17% (14% en promedio) y sólo una muestra un índice de plasticidad de 2.
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.81 a 2.97 (2.87 en promedio).

La Figura 4.3 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave grueso 2.

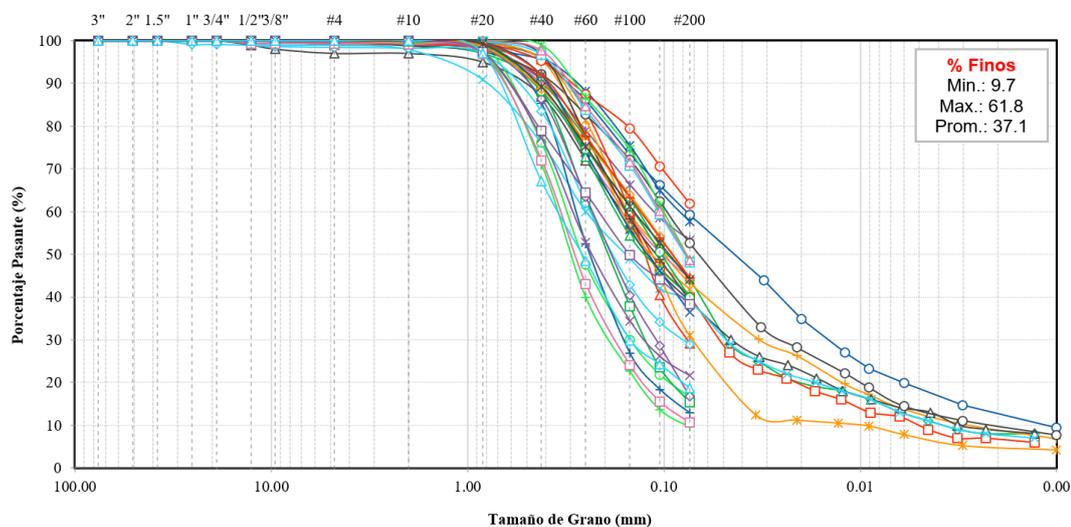


Figura 4.3 Curvas de distribución granulométrica del relave grueso 2 – Depósito A

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvieron valores de 3.1×10^{-5} cm/s (P15), 2.5×10^{-3} cm/s (P85) y 3.7×10^{-4} cm/s (MG).

Asimismo, con fines comparativos, se estimó la conductividad hidráulica saturada (k_h) de acuerdo a la relación propuesta por Robertson (2010) que está en función del I_c , con lo cual se obtuvieron valores de 3.2×10^{-5} cm/s (P15), 2.1×10^{-4} cm/s (P85) y 7.7×10^{-5} cm/s (MG). Por último, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de ensayos de pared flexible resultó de 1.6×10^{-4} cm/s (MG). La Figura 4.4 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave grueso 2.

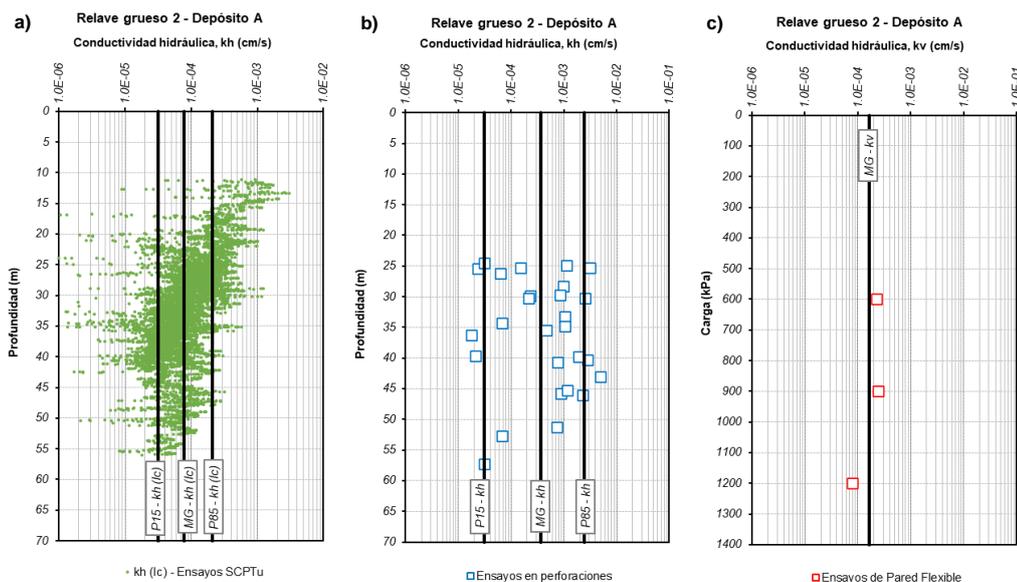


Figura 4.4 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave grueso 2 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono, b) Perforaciones (Lefranc), c) Ensayos de laboratorio (pared flexible)

4.1.1.3 Relave mixto

El relave mixto del Depósito A, se encuentra en promedio entre los 40 a 60 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS principalmente como limo arenoso (ML), arcilla limosa (CL-ML) y en menor medida como arcilla (CL).
- Contenido de gravas del 0% arenas entre 12% a 41% (30% en promedio) y finos entre 59% a 88% (71% en promedio). Un ensayo de granulometría por hidrómetro determinó la presencia de un 58% de limos y arcillas en un 14%.
- De las muestras ensayadas, el 45.5% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 16% a 25% (19% en promedio) y el índice de plasticidad varía entre 3% a 8% (5% en promedio).
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.85 a 2.89 (2.87 en promedio).

La Figura 4.5 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave mixto.

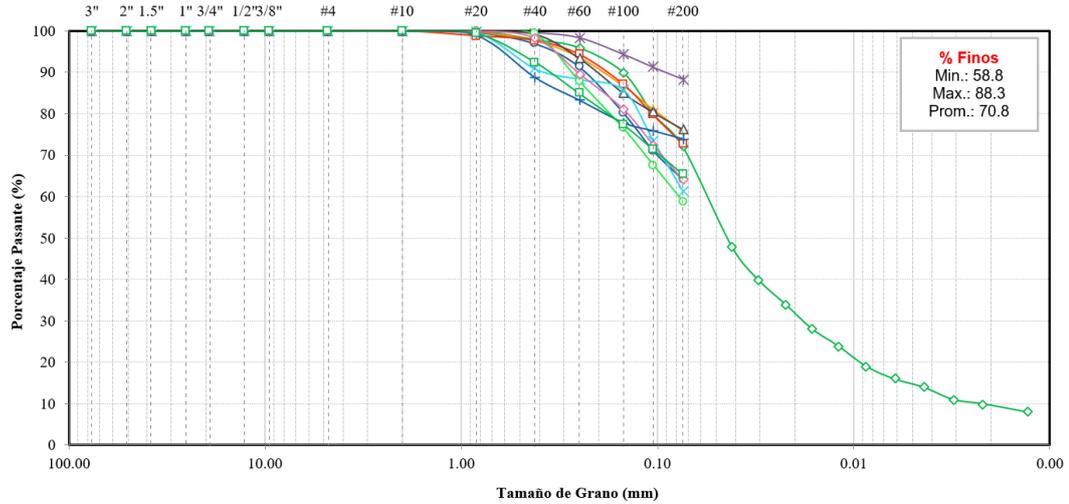


Figura 4.5 Curvas de distribución granulométrica del relave mixto – Depósito A

Para la estimación de la conductividad hidráulica saturada con base en los ensayos de disipación del piezocono, se determinaron valores de t_{50} , lo cual nos permitió estimar un rango del coeficiente de consolidación horizontal (c_h) entre 9.4×10^{-2} a $2.1 \text{ cm}^2/\text{s}$. Además, para la estimación del módulo de restricción (M) se empleó la relación propuesta por Robertson (2009), con lo cual se determinaron distintos percentiles (P15, P50 y P85); y a modo de comparación de planteó el módulo de restricción obtenido del ensayo de consolidación. De acuerdo a los rangos obtenidos, se estableció un módulo de restricción mínimo y máximo de 26.0 y 263.6 MPa, respectivamente. La Figura 4.6 muestra el rango de valores de t_{50} , c_h , y M obtenidos en el relave mixto.

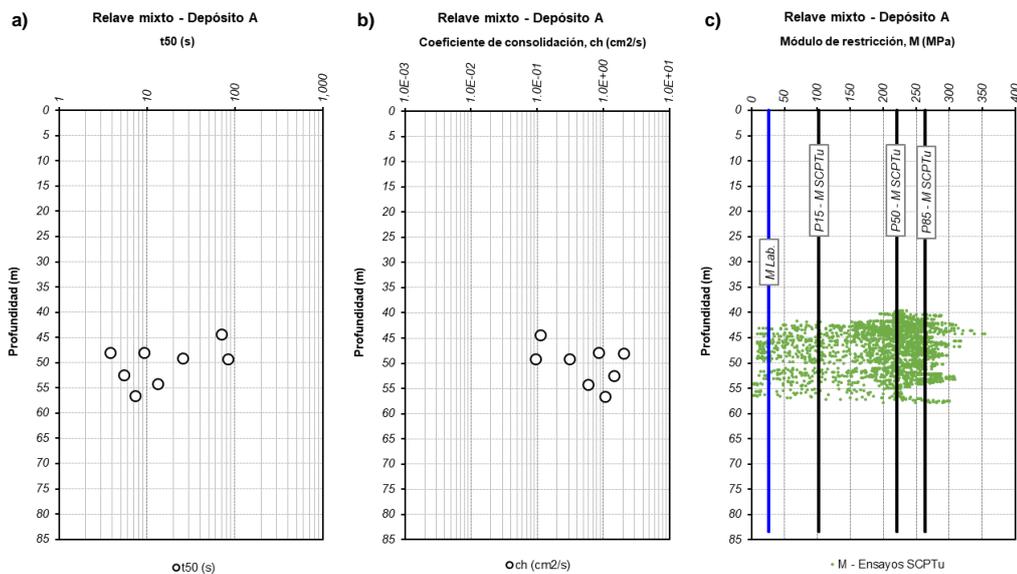


Figura 4.6 a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (c_h), c) Módulo de restricción (M) del relave mixto - Depósito A

Teniendo el rango de valores de c_h y M , se determinó un rango de la conductividad hidráulica saturada (k_h), en donde se obtuvieron valores de media geométrica (MG) de 1.9×10^{-7} cm/s (asociado al M máximo), 1.9×10^{-6} cm/s (asociado al M mínimo) y 6.1×10^{-7} cm/s (asociado al total, M máximo y M mínimo).

Asimismo, se estimó la conductividad hidráulica saturada (k_h) de acuerdo a la relación propuesta por Robertson (2010) que está en función del I_c , con lo cual se obtuvieron valores de 1.1×10^{-6} cm/s (P15), 2.2×10^{-5} cm/s (P85) y 5.5×10^{-6} cm/s (MG). Por último, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir del ensayo de consolidación resultó de 1.0×10^{-7} cm/s (MG). La Figura 4.7 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave mixto.

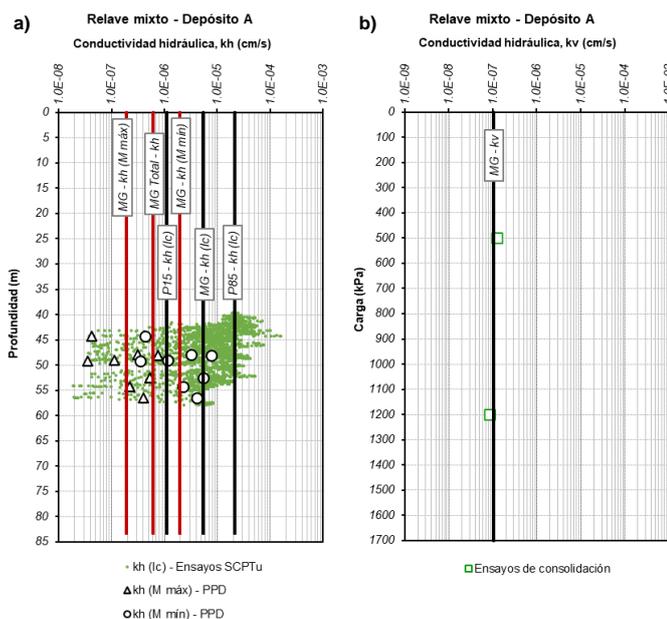


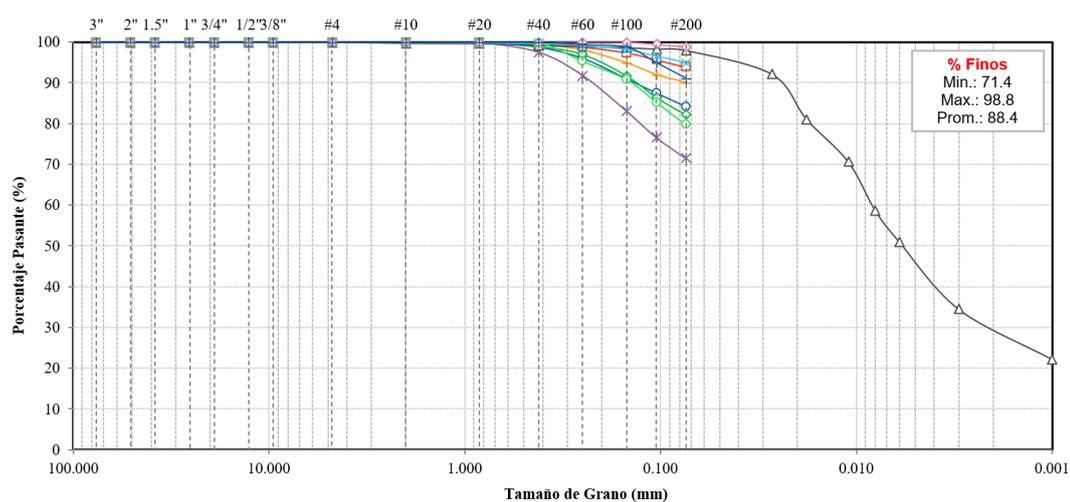
Figura 4.7 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave mixto - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono y de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (consolidación)

4.1.1.4 Relave fino 1

El relave fino 1 del Depósito A, se encuentra en promedio entre los 50 a 75 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS principalmente como limo de baja compresibilidad (ML), arcilla (CL) y solo una muestra como arcilla limosa (CL-ML).
- Contenido de gravas de 0%, arenas entre 1% a 29% (12% en promedio) y finos entre 71% a 99% (88% en promedio). Se cuenta con sólo un ensayo de granulometría por hidrómetro que determinó la presencia de limos en un 64% y arcillas en un 34%.
- De las muestras ensayadas, el 20% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 18% a 34% (23% en promedio) y el índice de plasticidad varía entre 3% a 10% (6% en promedio).
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.81 a 2.89 (2.86 en promedio).

La Figura 4.8 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave fino 1.



11.2 y 188.7 MPa, respectivamente. La Figura 4.9 muestra el rango de valores de t_{50} , c_h , y M obtenidos en el relave fino 1.

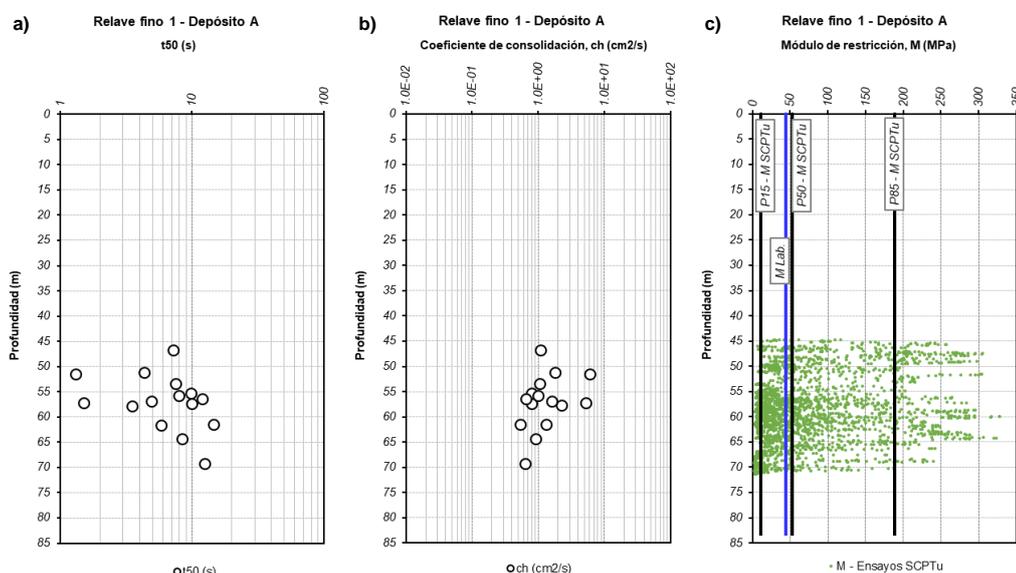


Figura 4.9 a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (c_h), c) Módulo de restricción (M) del relave fino 1 - Depósito A

Teniendo el rango de valores de c_h y M , se determinó un rango de la conductividad hidráulica saturada (k_h), en donde se obtuvieron valores de media geométrica (MG) de 6.6×10^{-7} cm/s (asociado al M máximo), 1.1×10^{-5} cm/s (asociado al M mínimo) y 2.7×10^{-6} cm/s (asociado al total, M máximo y M mínimo).

Asimismo, se estimó la conductividad hidráulica saturada (k_h) de acuerdo a la relación propuesta por Robertson (2010) que está en función del I_c , con lo cual se obtuvieron valores de 5.0×10^{-8} cm/s (P15), 2.5×10^{-6} cm/s (P85) y 3.0×10^{-7} cm/s (MG). Por último, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de los ensayos de pared flexible y consolidación resultó de 2.6×10^{-8} cm/s (MG). La Figura 4.10 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave fino 1.

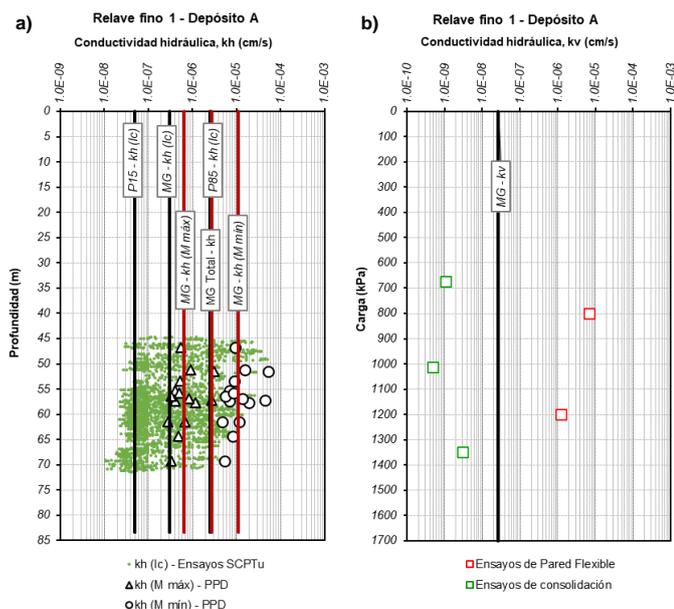


Figura 4.10 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave fino 1 - Depósito A con base en: a) Ensayos de piezocono y de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y consolidación)

4.1.1.5 Relave fino 2

El relave fino 2 del Depósito A, se encuentra en promedio entre los 50 a 85 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS principalmente como arcilla de baja plasticidad CL (71.4%) y en menor medida como limo arenoso ML (21.4%) y arcilla limosa CL-ML (7.1%).
- Contenido de gravas de 0%, arenas entre 0% a 30% (11% en promedio) y finos entre 70% a 100% (89% en promedio). Un ensayo de granulometría por hidrómetro determinó la presencia de limos en un 54% y arcillas en un 20%.
- De las muestras ensayadas, el 21.4% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 17% a 35% (27% en promedio) y el índice de plasticidad varía entre 4% a 13% (9% en promedio).
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.84 a 2.91 (2.87 en promedio).

La Figura 4.11 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave fino 2.

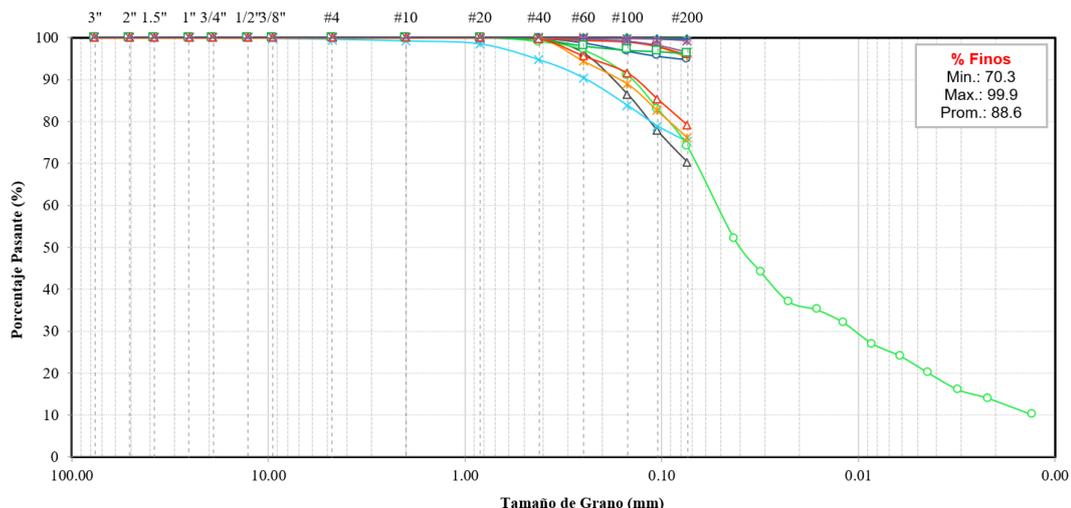


Figura 4.11 Curvas de distribución granulométrica del relave fino 1 – Depósito A

Para la estimación de la conductividad hidráulica saturada con base en los ensayos de disipación del piezocono, se determinaron valores de t_{50} , lo cual nos permitió estimar un rango del coeficiente de consolidación horizontal (c_h) entre 6.4×10^{-2} a $2.7 \text{ cm}^2/\text{s}$. Además, para la estimación del módulo de restricción (M) se empleó la relación propuesta por Robertson (2009), con lo cual se determinaron distintos percentiles (P15, P50 y P85); y a modo de comparación de planteó el módulo de restricción obtenido del ensayo de consolidación. De acuerdo a los rangos obtenidos, se estableció un módulo de restricción mínimo y máximo de 3.2 y 39.1 MPa, respectivamente. La Figura 4.12 muestra el rango de valores de t_{50} , c_h , y M obtenidos en el relave fino 2.

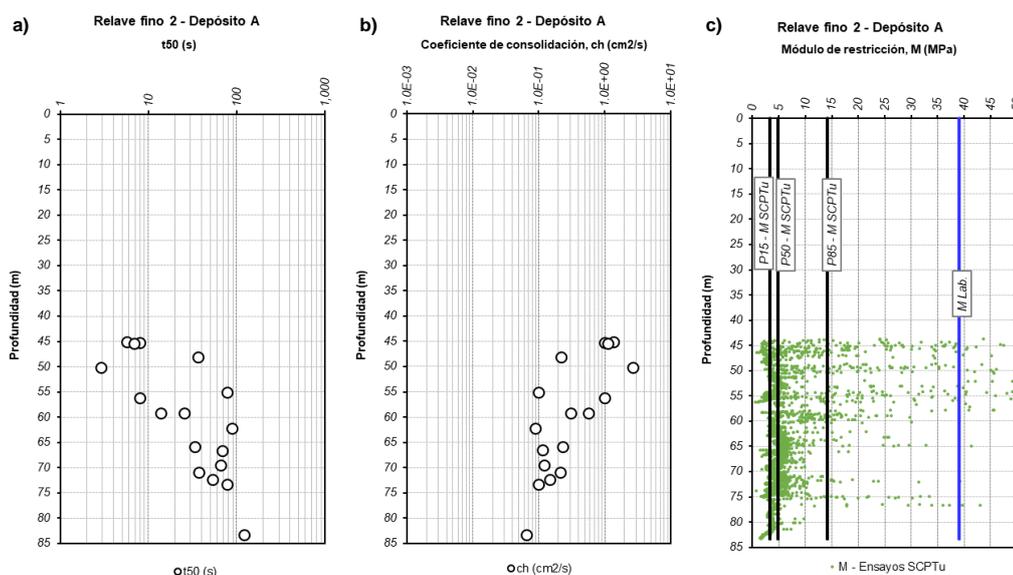


Figura 4.12 a) Tiempo para el 50% de disipación de presión de poros (t_{50}), b) Coeficiente de consolidación horizontal (c_h), c) Módulo de restricción (M) del relave fino 2 - Depósito A

Teniendo el rango de valores de c_h y M , se determinó un rango de la conductividad hidráulica saturada (k_h), en donde se obtuvieron valores de media geométrica (MG) de 7.3×10^{-7} cm/s (asociado al M máximo), 8.9×10^{-6} cm/s (asociado al M mínimo) y 2.5×10^{-6} cm/s (asociado al total, M máximo y M mínimo). Mientras que la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de los ensayos de pared flexible y consolidación resultó de 1.1×10^{-8} cm/s (MG). La Figura 4.13 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave fino 2.

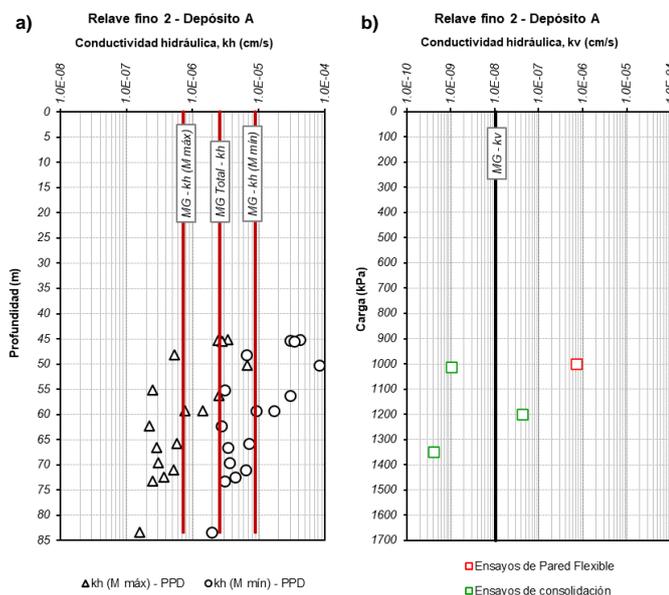


Figura 4.13 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave fino 2 - Depósito A con base en: a) Ensayos de disipación (PPD), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y consolidación)

4.1.2 Depósitos de relaves B

4.1.2.1 Relave grueso

El relave grueso del depósito B, se encuentra en promedio entre los 0 a 30 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS como arena limosa (SM).

- Contenido de gravas de 0%, arenas entre 50% a 83% (77% en promedio) y finos entre 17% a 50% (23% en promedio).
- De las muestras ensayadas, el 100% no presenta plasticidad.
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.92 a 3.01 (2.99 en promedio).

La Figura 4.14 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave grueso.

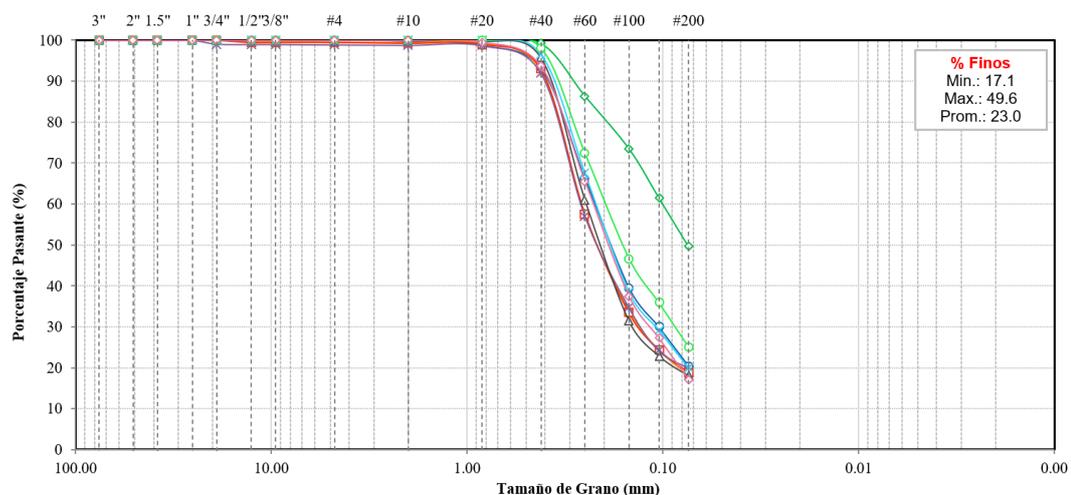


Figura 4.14 Curvas de distribución granulométrica del relave grueso – Depósito B

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvo una media geométrica de 2.8×10^{-4} cm/s (MG). Asimismo, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de ensayos de pared flexible resultó de 1.2×10^{-3} cm/s (MG). La Figura 4.15 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave grueso.

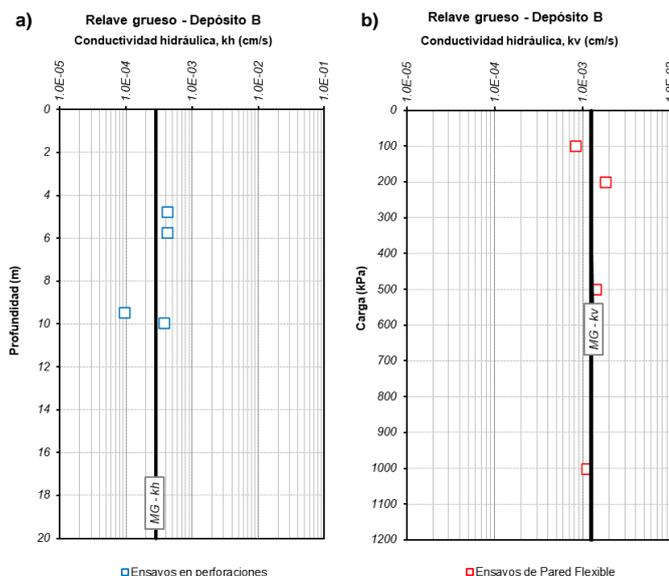


Figura 4.15 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave grueso - Depósito B con base en: a) Perforaciones (Lefranc), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible y rígida)

4.1.2.2 Relave fino

El relave fino del Depósito B, se encuentra en promedio entre los 0 a 25 m de profundidad y presenta las siguientes características físicas e hidráulicas:

- Clasificación SUCS principalmente como arcilla arenosa CL (50.0%), y en menor medida como arcilla limosa CL-ML (33.3%) y limo arenoso ML (16.7%).
- Contenido de gravas de 0%, arenas entre 28% a 46% (35% en promedio) y finos entre 54% a 72% (65% en promedio). Los ensayos de granulometría por hidrómetro determinaron la presencia de limos entre 40% a 42% (41% en promedio) y arcillas entre 17% a 23% (20% en promedio).
- De las muestras ensayadas, el 17% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 20% a 25% (22% en promedio) y el índice de plasticidad varía entre 6% a 10% (8% en promedio).
- La gravedad específica de este material oscila entre 2.77 a 2.88 (2.82 en promedio).

La Figura 4.16 muestra las curvas de distribución granulométrica del relave fino.

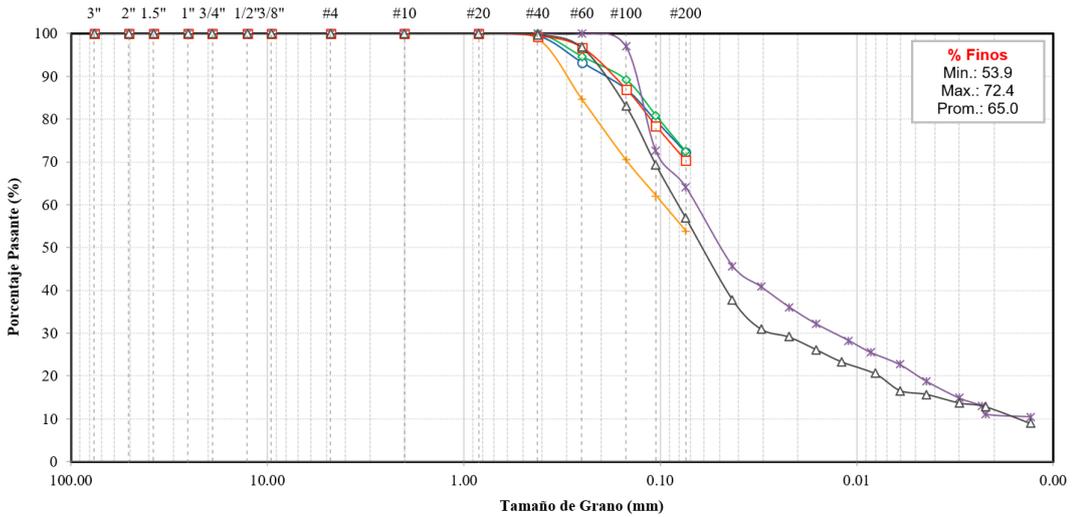


Figura 4.16 Curvas de distribución granulométrica del relave fino – Depósito B

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvieron valores de 1.2×10^{-6} cm/s (P15), 1.1×10^{-5} cm/s (P85) y 3.3×10^{-6} cm/s (MG). Asimismo, la conductividad hidráulica saturada (k_v) a partir de ensayos de pared flexible resultó de 6.6×10^{-6} cm/s (MG). La Figura 4.17 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) obtenidas en el relave fino.

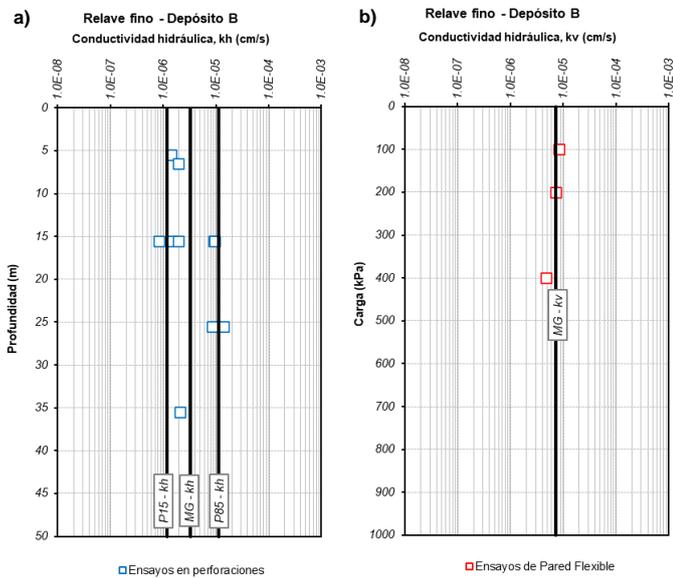


Figura 4.17 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) y vertical (k_v) del relave fino - Depósito B con base en: a) Perforaciones (Lefranc), b) Ensayos de laboratorio (pared flexible)

4.1.2.3 Desmante de mina

El desmante de mina forma parte del dique del depósito B. Presenta una clasificación SUCS de GP-GM (grava pobremente gradada con limo y arena) con gravas subangulosas.

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvo una media geométrica de 2.2×10^{-3} cm/s (MG). La Figura 4.18 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) obtenidas en el desmante de mina.

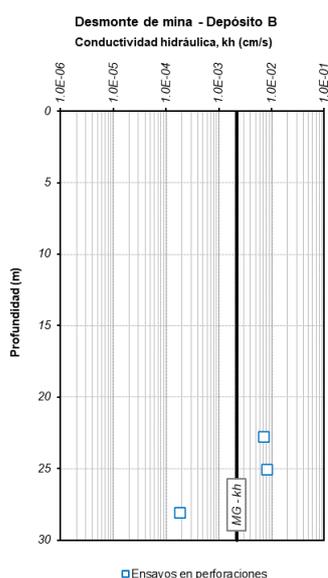


Figura 4.18 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) del desmante de mina - Depósito B con base en perforaciones (Lefranc)

4.1.3 Cimentación

4.1.3.1 Depósito cuaternario

Conformada principalmente por depósitos morrénicos, aluviales y fluviales, presenta las siguientes características físicas:

- Clasificación SUCS principalmente como grava bien gradada con limo GW-GM (27.3%), arena limo arcillosa SC-SM (18.2%), arena mal gradada con limo SP-SM (18.2%), finalmente arena arcillosa (SC) y arena limosa (SM) en menor proporción.

- Contenido de gravas de entre 2% a 60% (38% en promedio), arenas entre 23% a 87% (49% en promedio) y finos entre 8% a 20% (13% en promedio).
- De las muestras ensayadas, el 45.5% no presenta plasticidad. El resto presenta un límite líquido entre 21% a 39% (26% en promedio) y el índice de plasticidad varía entre 4% a 14% (9% en promedio).
- La gravedad específica de este material de una muestra es de 2.78.

La Figura 4.19 muestra las curvas de distribución granulométrica del depósito cuaternario.

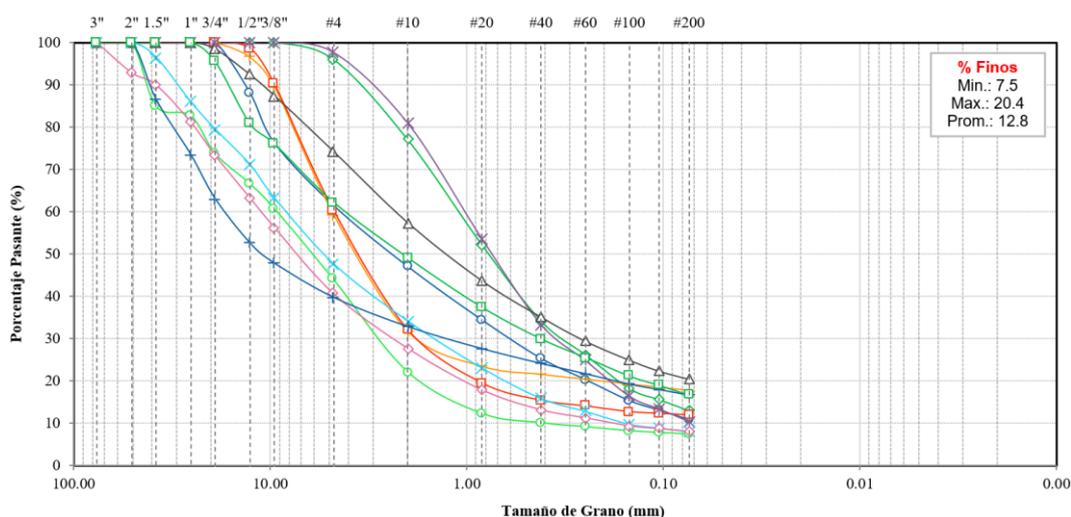


Figura 4.19 Curvas de distribución granulométrica del depósito cuaternario

Se determinó la conductividad hidráulica saturada (k_h), de acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc de las perforaciones. Se obtuvieron valores de 7.5×10^{-4} cm/s (P15), 6.3×10^{-3} cm/s (P85) y 2.3×10^{-3} cm/s (MG). La Figura 4.20 muestra las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) obtenidas en el depósito cuaternario.

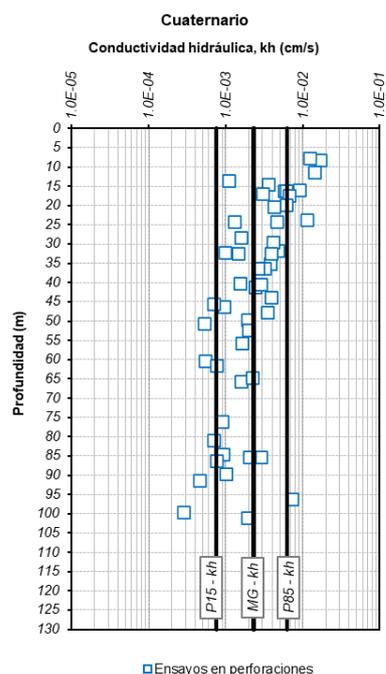


Figura 4.20 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) del depósito cuaternario con base en perforaciones (Lefranc)

4.1.3.2 Basamento Rocoso

El basamento rocoso está constituido por rocas de origen sedimentario (limolita, caliza) y de origen ígneo (brecha volcánica, toba y andesita). La limolita presenta una calidad del macizo rocoso de muy mala a regular (RMR de 21 a 51), la caliza de regular (RMR de 49 a 50), la brecha volcánica de muy mala a buena (RMR de 15 a 61), la toba de muy mala a regular (RMR de 19 a 47) y la andesita de mala a buena (RMR de 32 a 61).

Las perforaciones identificaron que los materiales más superficiales están compuestos de roca extremadamente fracturada a moderadamente fracturada. Por lo tanto, se establecieron dos estratos en el basamento rocoso: los primeros 25 m a 30 m se definieron como roca fracturada con una conductividad hidráulica de 1.0×10^{-3} cm/s (MG); y por debajo de los 25 m a 30 m se definió como roca sana con una conductividad hidráulica de 1.2×10^{-6} cm/s.

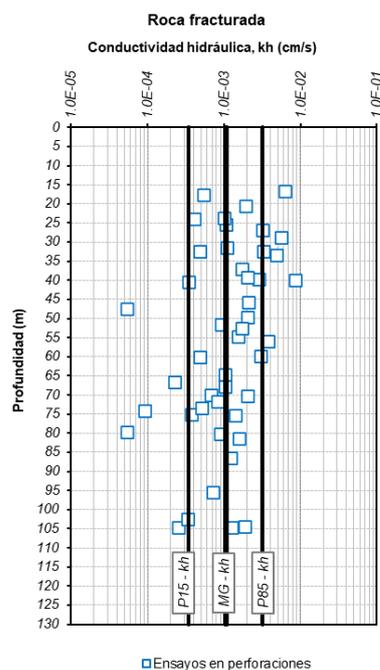


Figura 4.21 Conductividad hidráulica saturada horizontal (k_h) de la roca fracturada con base en perforaciones (Lefranc y Lugeon)

4.1.4 Resumen de las propiedades hidráulicas saturadas

La Tabla 4.1 resume las conductividades hidráulicas saturadas horizontales (k_h) y verticales (k_v) estimadas con base en ensayos de perforaciones (Lefranc y/o Lugeon), ensayos de disipación, correlaciones con el piezocono (en función del I_c) y ensayos de laboratorio (pared flexible y/o consolidación).

Es importante notar que, las correlaciones con el piezocono mostraron un orden de magnitud aceptable comparado a las mediciones directas obtenidas de los ensayos Lefranc y ensayos de disipación. De acuerdo con el rango de valores obtenidos, para fines de análisis, se seleccionó inicialmente a la media geométrica (MG) resultante de perforaciones y ensayos de disipación, con excepción del relave mixto, el cual presentó incluso conductividades hidráulicas (de ensayos de disipación) más bajas que los relaves finos, esto pudo deberse a que el medio donde se realizó el ensayo se encontraba parcialmente saturado lo cual indujo conductividades hidráulicas más bajas, es por ello que para este material se seleccionó la MG obtenida de las correlaciones con el piezocono.

Tabla 4.1 Resumen de las conductividades hidráulicas saturadas

Zona	Material	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)									
		Perforaciones k_h			Ensayos de disipación k_h			Ensayos piezocono (1c) k_h			Ensayos de lab. k_v
		P15	P85	MG	MG ₁	MG ₂	MG _T	P15	P85	MG	MG
Depósito A	Relave grueso 1	1.3x10 ⁻⁴	4.6x10 ⁻³	<u>1.1x10⁻³</u>	-	-	-	1.8x10 ⁻⁴	6.1x10 ⁻⁴	7.5x10 ⁻⁴	2.7x10 ⁻⁴
	Relave grueso 2	3.1x10 ⁻⁵	2.5x10 ⁻³	<u>3.7x10⁻⁴</u>	-	-	-	3.2x10 ⁻⁵	7.7x10 ⁻⁵	7.7x10 ⁻⁵	1.6x10 ⁻⁴
	Relave mixto	-	-	-	1.9x10 ⁻⁷	1.9x10 ⁻⁶	6.1x10 ⁻⁷	1.1x10 ⁻⁶	8.3x10 ⁻⁶	<u>5.5x10⁻⁶</u>	1.0x10 ⁻⁷
	Relave fino 1	-	-	-	6.6x10 ⁻⁷	1.1x10 ⁻⁵	<u>2.7x10⁻⁶</u>	5.0x10 ⁻⁸	2.1x10 ⁻⁷	3.0x10 ⁻⁷	2.6x10 ⁻⁸
	Relave fino 2	-	-	-	<u>7.3x10⁻⁷</u>	8.9x10 ⁻⁶	2.5x10 ⁻⁶	3.9x10 ⁻⁸	6.5x10 ⁻⁸	8.3x10 ⁻⁸	1.1x10 ⁻⁸
Depósito B	Relave grueso	-	-	<u>2.8x10⁻⁴</u>	-	-	-	-	-	-	1.2x10 ⁻³
	Relave fino	1.2x10 ⁻⁶	1.1x10 ⁻⁵	<u>3.3x10⁻⁶</u>	-	-	-	-	-	-	6.6x10 ⁻⁶
	Desmante de mina	-	-	<u>2.2x10⁻³</u>	-	-	-	-	-	-	-
Cimentación	Depósito cuaternario	7.5x10 ⁻⁴	6.3x10 ⁻³	<u>2.3x10⁻³</u>	-	-	-	-	-	-	-
	Roca fracturada	3.4x10 ⁻⁴	3.2x10 ⁻³	<u>1.0x10⁻³</u>	-	-	-	-	-	-	-

Abreviaturas:

k_h : Conductividad hidráulica saturada horizontal.

k_v : Conductividad hidráulica saturada vertical.

P15: Percentil 15.

P85: Percentil 85.

MG: Media geométrica.

MG₁, MG₂, MG_T: Media geométrica del k_h asociado al módulo de restricción máximo, mínimo y total.

Lab.: Laboratorio.

Nota:

1. Las conductividades hidráulicas subrayadas fueron seleccionadas para iniciar el análisis de infiltración.

4.2 PROPIEDADES HIDRÁULICAS NO SATURADAS

4.2.1 Obtención de la SWCC

4.2.1.1 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de curva característica suelo-agua (SWCC, por sus siglas en inglés) fueron realizados en un laboratorio de los Estados Unidos, en las muestras de relave fino y grueso, con el objetivo de determinar la relación entre la succión y el contenido volumétrico de agua. Se utilizaron los métodos de columna colgante, placa de presión y de higrómetro chilled-mirror. El resumen de los resultados del ensayo de SWCC de secado se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Resumen del ensayo de SWCC en el relave grueso y fino

Material	Sondaje / Profundidad (m) / SUCS	Gs	Relación de vacíos	Densidad seca (g/cm ³)	Succión (kPa)	Contenido volumétrico de agua (cm ³ /cm ³)
Relave grueso	PR -102 / 40.00-46.45 / SM	2.81	0.569	1.79	0.01	0.363
					0.5	0.352
					1	0.351
					3	0.322
					6	0.256
					12.5	0.21
					33.3	0.167
					60	0.143
					2520	0.036
131310	0.012					
Relave fino	PR -102 / 55.60-72.10 / CL-ML	2.88	0.646	1.75	0.01	0.392
					0.5	0.389
					1	0.388
					3	0.385
					6	0.382
					12.5	0.374
					33.3	0.296
					60	0.261
					3310	0.037
179720	0.006					

Abreviaturas:

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Gs: Gravedad específica de sólidos.

4.2.1.2 Ajuste de la SWCC de secado

El ajuste de la SWCC se realizó con el modelo de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976). Con el objetivo de obtener el mejor ajuste de los parámetros, se hizo uso de la función *Solver* implementada en *Microsoft Excel*. El proceso de análisis se resume a continuación:

1. En Excel, creamos las siguientes columnas: (1) succión, (2) contenido volumétrico de agua obtenido de laboratorio, (3) contenido volumétrico de agua calculado (a partir de los parámetros de Van Genuchten y Mualem) y (4) error.
2. En las primeras 2 columnas ingresamos lo datos obtenidos de laboratorio.

3. En la tercera columna programamos la ecuación de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976) que están en función de los siguientes parámetros: θ_s , θ_r , a_{vg} y n_{vg} ; ver ecuación en la Tabla 2.4.
4. El valor θ_s es conocido de acuerdo con los resultados de laboratorio, mientras que los valores de θ_r , a_{vg} y n_{vg} necesitan determinarse.
5. En la cuarta columna programamos la diferencia entre el contenido volumétrico de agua obtenido de laboratorio y el calculado, todo elevado al cuadrado. Realizamos la sumatoria de estos valores colocándolo en la celda final de esta columna (sumatoria del error).
6. Utilizamos el solucionador de *Excel* en la pestaña de datos, realizando los siguientes pasos.
 - a. Damos clic en "Solver"
 - b. Celda objetivo: celda que contiene la sumatoria del error.
 - c. Para: min \rightarrow 0
 - d. Cambiando las celdas de variables: seleccionamos las celdas que contienen los valores de θ_r , a_{vg} y n_{vg} .
 - e. Damos clic en "Resolver"
7. Si se encuentra una solución, haga clic en "Aceptar", si no, haga clic en "Aceptar"; es importante que verifique los parámetros para asegurarse de que estos sean consistentes. Por ejemplo, si observa números negativos, vaya al solucionador y agregue restricciones, ya que estos parámetros deben ser mayores que cero. Es posible que deba jugar con el solucionador hasta que encuentre una solución.
8. Es importante tener graficado tanto los puntos de laboratorio como el ajuste de la curva.

La Tabla 4.3 resume el procedimiento de ajuste de la SWCC y la Tabla 4.4 muestra los parámetros de ajuste obtenidos con el modelo de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976). Las gráficas resultantes se muestran en las Figura 4.22 y Figura 4.23.

Tabla 4.3 Ajuste de la SWCC con el modelo de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976)

Relave grueso				Relave fino			
Succión (kPa)	$\theta_{Laboratorio}$	$\theta_{Calculado}$	Error	Succión (kPa)	$\theta_{Laboratorio}$	$\theta_{Calculado}$	Error
0.01	0.363	0.363	1.61E-09	0.01	0.392	0.392	4.92E-13
0.5	0.352	0.356	1.36E-05	0.5	0.389	0.392	7.54E-06

Relave grueso				Relave fino			
Succión (kPa)	$\theta_{\text{Laboratorio}}$	$\theta_{\text{Calculado}}$	Error	Succión (kPa)	$\theta_{\text{Laboratorio}}$	$\theta_{\text{Calculado}}$	Error
1	0.351	0.346	2.78E-05	1	0.388	0.391	1.08E-05
3	0.322	0.307	2.12E-04	3	0.385	0.388	1.09E-05
6	0.256	0.267	1.30E-04	6	0.382	0.382	2.30E-08
12.5	0.210	0.220	9.79E-05	12.5	0.374	0.364	9.70E-05
33.3	0.167	0.163	1.98E-05	33.3	0.296	0.307	1.19E-04
60	0.143	0.134	7.45E-05	60	0.261	0.255	3.66E-05
2520	0.036	0.041	2.18E-05	3310	0.037	0.038	8.11E-07
131310	0.012	0.014	3.28E-06	179720	0.006	0.006	2.05E-07
			6.00E-04				2.83E-04

Tabla 4.4 Parámetros de ajuste de la SWCC - Van Genuchten (1980) - Mualem (1976)

Material	θ_s	θ_r	a_{vg} (1/kPa)	n_{vg}
Relave grueso	0.363	0.0045	0.3164	1.343
Relave fino	0.392	0.0006	0.0315	1.506

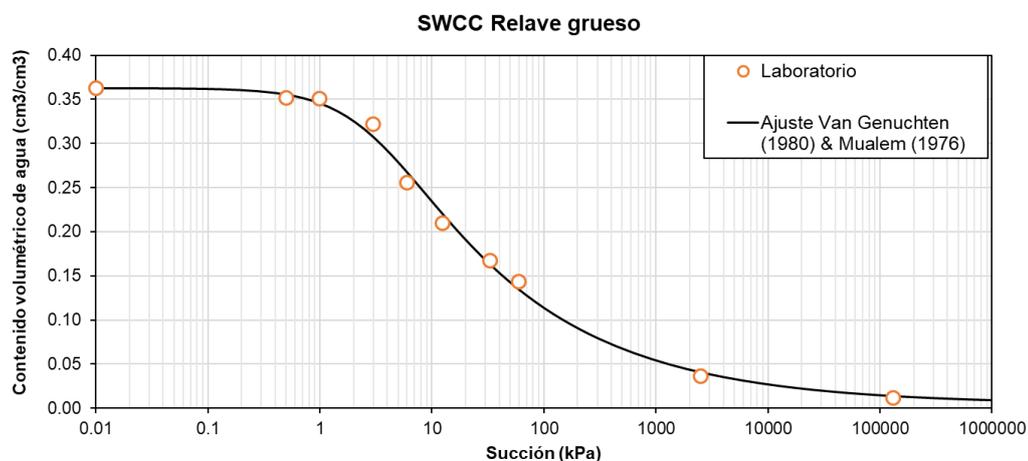


Figura 4.22 SWCC del relave grueso, datos de laboratorio y ajuste

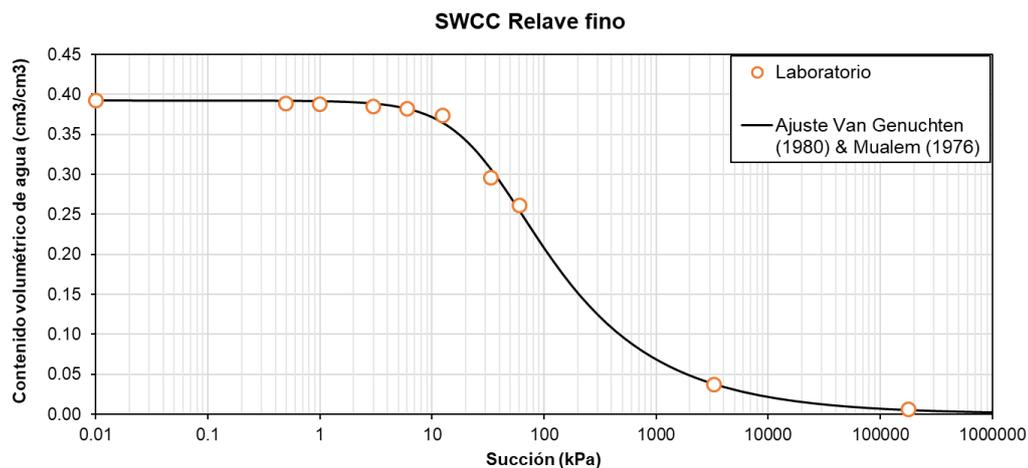


Figura 4.23 SWCC del relave fino, datos de laboratorio y ajuste

4.2.1.3 Estimación de la histéresis de la SWCC

Como se mencionó en la sección 2.5.2.5, la SWCC no es una relación única, sino es de carácter histerético, la cual tiene como límite superior la SWCC de secado y límite inferior la SWCC de humedecimiento. La realidad en campo es que estos dos procesos siempre se van a presentar, por lo cual es necesario conocer ambas curvas. Generalmente la SWCC de humedecimiento es estimada a partir de la SWCC de secado medida en laboratorio. En ese sentido, la SWCC de humedecimiento fue estimada a partir de las recomendaciones propuestas por Fredlund *et al.* (2011); tal y como se mencionó en la sección 2.5.2.5. Para el relave grueso se desplazó la SWCC de secado un 25% de un ciclo logarítmico y un 50% para la SWCC del relave fino, estimando de esta manera la SWCC de humedecimiento. La Figura 4.24 y Figura 4.25 muestran la estimación de la histéresis de la SWCC del relave grueso y fino, respectivamente; así como la curva mediana entre la SWCC de secado y humedecimiento adoptada para los análisis de infiltración. Es importante indicar que, si bien en estos relaves no se observa una marcada diferencia entre SWCC mediana con la SWCC de secado o humedecimiento, por lo que no debería tener un efecto significativo en los resultados finales de los análisis de infiltraciones, se presenta este procedimiento para que este pueda ser empleado y evaluado en futuras investigaciones.

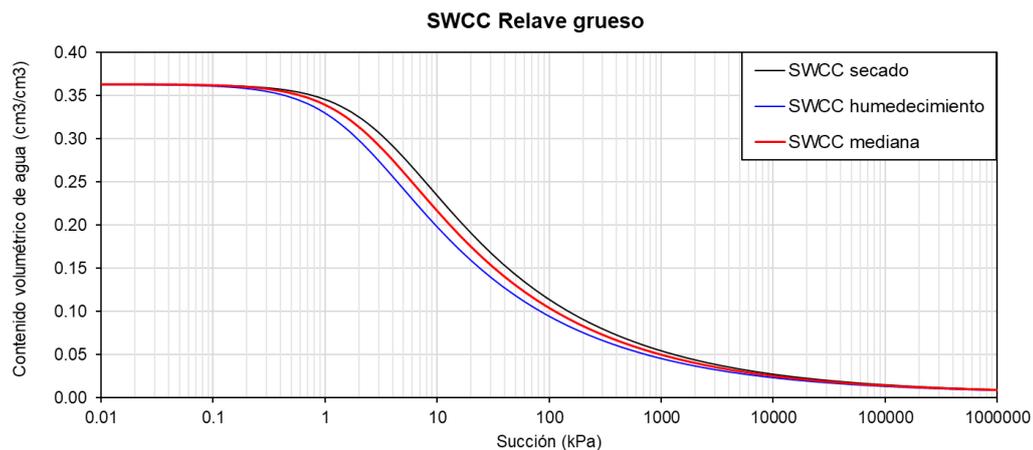


Figura 4.24 Histéresis de la SWCC del relave grueso

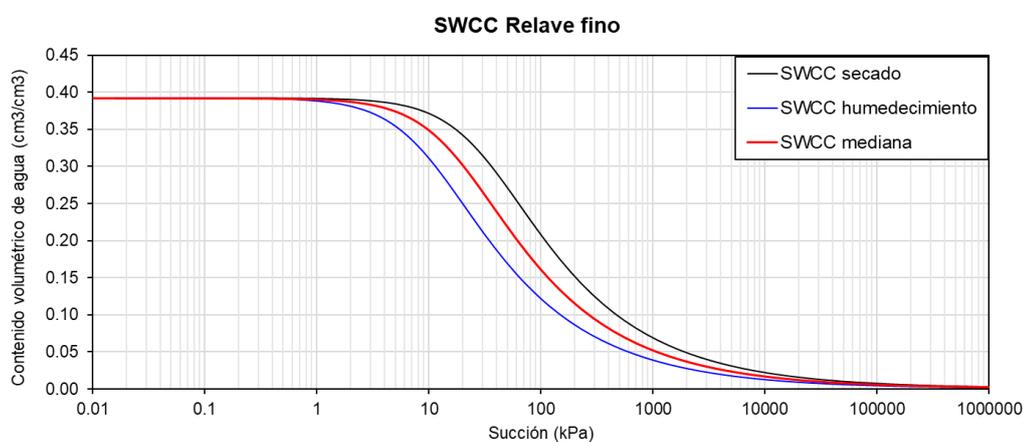


Figura 4.25 Histéresis de la SWCC del relave fino

4.2.1.4 Resumen de la propiedades hidráulicas saturadas y no saturadas

A continuación, se presenta un resumen de las conductividades hidráulicas saturadas y los parámetros de ajuste de la SWCC (mediana) de los materiales que servirán como base para la estimación de la función de conductividad hidráulica (FCH).

Tabla 4.5 Resumen de los parámetros hidráulicos saturados y no saturados

Depósito / Zona	Material	Conductividad hidráulica saturada	Modelo propiedades hidráulicas no saturadas	θ_s	k_{ratio}
		$k_{sat} = k_h$ (cm/s)			(k_v/k_h)
Depósito A	Relave grueso 1	1.1×10^{-3}	V&M 1976 ⁽¹⁾	0.363	1
	Relave grueso 2	3.7×10^{-4}	V&M 1976 ⁽¹⁾	0.363	1
	Relave mixto	5.5×10^{-6}	V&M 1976 ⁽²⁾	0.392	1
	Relave fino 1	2.7×10^{-6}	V&M 1976 ⁽²⁾	0.392	1
	Relave fino 2	7.3×10^{-7}	V&M 1976 ⁽²⁾	0.392	1
Depósito B	Relave grueso	2.8×10^{-4}	V&M 1976 ⁽¹⁾	0.363	1
	Relave fino	3.3×10^{-6}	V&M 1976 ⁽²⁾	0.392	1
	Desmonte de mina	2.2×10^{-3}	V&M 1976 ⁽³⁾	0.3	1
	Geomembrana	1.0×10^{-9}	⁽⁴⁾	⁽⁴⁾	1
Cimentación	Depósito cuaternario	2.3×10^{-3}	V&M 1976 ⁽³⁾	0.3	1
	Roca fracturada	1.0×10^{-3}	V&M 1976 ⁽³⁾	0.1	1
	Roca sana	1.2×10^{-6}	⁽⁴⁾	⁽⁴⁾	1

Abreviatura:

θ_s : Contenido volumétrico saturado de agua.

V&M 1976: Van Genuchten y Mualem (1976).

Notas:

1. Se usaron los parámetros de ajuste a_{vg} , n_{vg} y θ_r del relave grueso (ver Tabla 4.6)
2. Se usaron los parámetros de ajuste a_{vg} , n_{vg} y θ_r del relave fino (ver Tabla 4.6)
3. Se usaron los parámetros de ajuste a_{vg} , n_{vg} y θ_r implementados en el programa SEEP/W en materiales similares.
4. Se consideraron solo parámetros saturados.

Tabla 4.6 Parámetros de ajuste de la SWCC (curva mediana) -
Van Genuchten (1980) - Mualem (1976)

Material	θ_s	θ_r	a_{vg} (1/kPa)	n_{vg}
Relave grueso	0.363	0.0045	0.4219	1.343
Relave fino	0.392	0.0006	0.0560	1.506

4.2.2 Estimación de la FCH

La estimación de la función de conductividad hidráulica (FCH) tomó como base el mismo modelo de ajuste de la SWCC, Van Genuchten (1980) - Mualem (1976). Este procedimiento se realizó con ayuda del programa SEEP/W, el cual se resume a continuación:

1. El primer paso es definir las SWCCs de los materiales, ingresando los parámetros de ajuste, para lo cual hacemos lo siguiente:
 - a. Nos dirigimos a la pestaña *Define/ Hydraulic Functions/ Vol. Water Content*.
 - b. Añadimos una nueva función, *Add/ New*.
 - c. Colocamos el nombre de la SWCC, seleccionamos el tipo de modelo (*Van Genuchten Function*), e ingresamos los parámetros de ajuste (ver Tabla 4.6).
2. Para el segundo paso, estimamos la FCH a partir de la SWCC definida en el primer paso:
 - a. Nos dirigimos a la pestaña *Define/ Hydraulic Functions/ Hydraulic Conductivity*.
 - b. Añadimos una nueva función, *Add/ New*.
 - c. Colocamos el nombre de la FCH, en tipo seleccionamos *Hyd Data Point Function*, y damos clic en *Estimate*.
 - d. Se abrirá una nueva ventana, seleccionamos el método de estimación (*Van Genuchten*), en *Vol. Water Content Fn* seleccionamos la SWCC creada en el paso 1.
 - e. Agregamos la conductividad hidráulica saturada y damos Ok.
3. Finalmente, se creará la FCH en un gráfico al lado derecho de la ventana, para importar la data o el gráfico podemos darle clic derecho y copiar. Repetimos los pasos para crear las FCH de todos los materiales.

La Figura 4.26 muestra las funciones de conductividad hidráulica empleadas en los análisis.

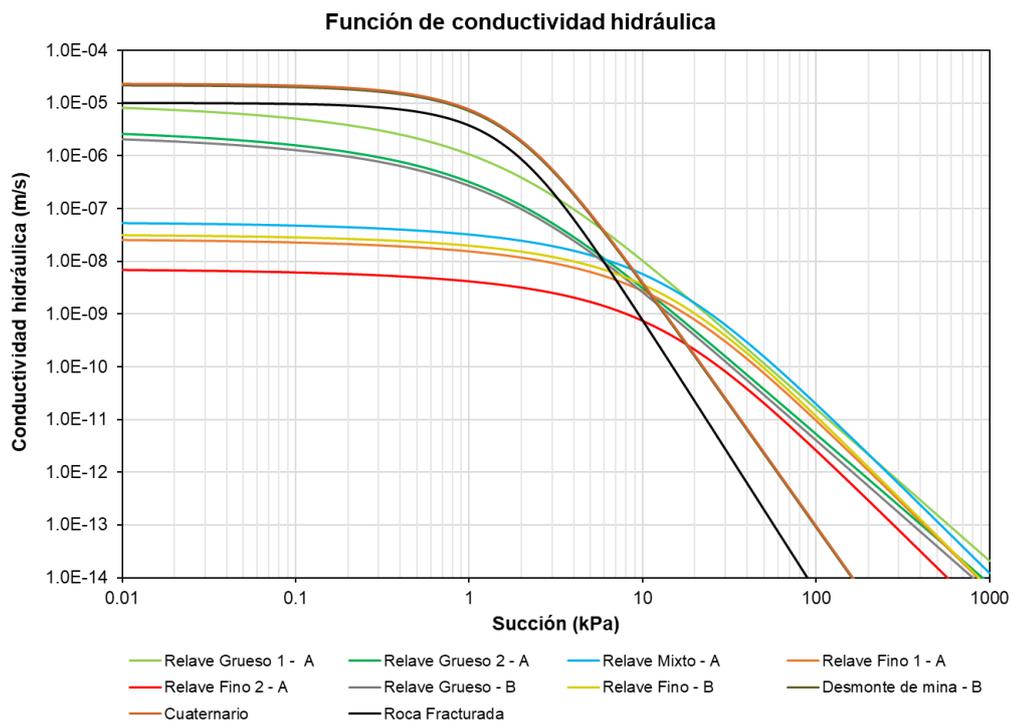


Figura 4.26 Función de conductividad hidráulica de los materiales

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN Y ESTABILIDAD

5.1 MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA GEOSTUDIO

Los análisis numéricos para la presente tesis se han desarrollado con el software integrado GeoStudio 2018 v.9.0, perteneciente a la empresa Seequent. GeoStudio es un software ampliamente utilizado para modelar situaciones de problemas de ingeniería geotécnica y ambiental. Dentro del paquete de GeoStudio encontramos los programas de SIGMA/W, SEEP/W, SLOPE/W, QUAKE/W, entre otros.

Los análisis de infiltración en condición de régimen estacionario permanente (*steady state*) han sido modelados con el programa SEEP/W. Este programa permite generar mallas de elementos finitos, asignar propiedades hidráulicas a los materiales y especificar condiciones de borde que simulen características de percolación, infiltración y confinamiento de la estructura analizada.

Asimismo, los análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite han sido realizados con el programa SLOPE/W. Este programa permite analizar una gran variedad de superficies de deslizamiento, condiciones de presión de poros (definidos manualmente y/o importados de los resultados del SEEP/W), propiedades del suelo y condiciones de carga.

La Figura 5.1 presenta la metodología utilizada en los programas SEEP/W y SLOPE/W.

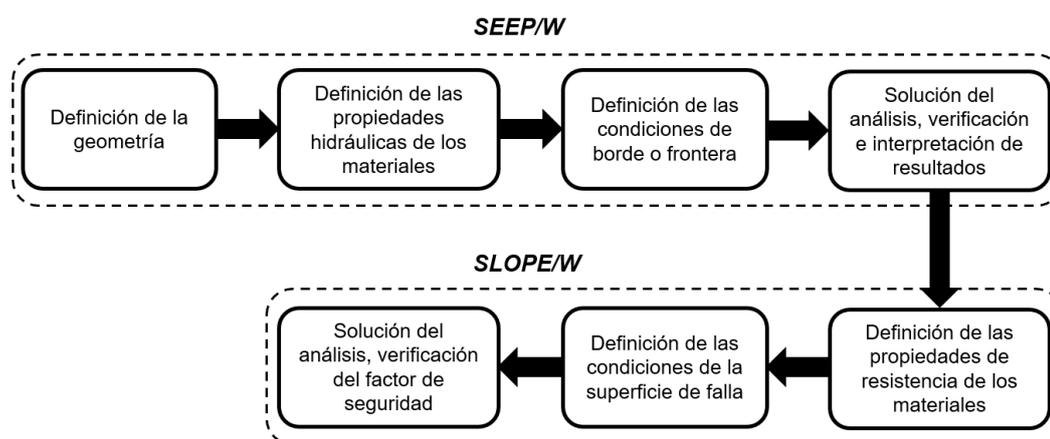


Figura 5.1 Metodología de modelamiento en los programas SEEP/W y SLOPE/W (GeoStudio)

5.2 CONDICIONES DE BORDE

Para desarrollar un análisis de infiltración, es necesario definir las condiciones de borde o frontera. Típicamente cuando realizamos un análisis de infiltración, se tiene un depósito de relaves en donde la cota de la laguna de aguas claras o *pond* se utiliza como condición de borde; sin embargo, el presente caso de estudio no presenta un *pond* que ayude a establecer una condición de borde, lo cual dificulta el análisis. Dado que no se conocen las condiciones de borde, realizaremos una serie de sensibilidades que nos ayuden a reflejar las condiciones de cargas hidráulicas que registraron los piezómetros y ensayos de disipación (piezocono).

En el ítem 3.4 se llegó a la conclusión que se estarían generando dos regímenes de flujo; un flujo subterráneo que estaría pasando a través del depósito cuaternario y la roca, y otro flujo con comportamiento no hidrostático en los relaves (al interior del depósito A), que estaría funcionando como una especie de bolsón de agua retenido en los relaves. Asimismo, los ensayos de tomografía eléctrica evidenciaron que el vaso del depósito B se encontraría entre muy húmeda a saturada, dado a la retención de humedad provocada por la geomembrana.

A continuación, se definen las nomenclaturas utilizadas para las condiciones de borde en los análisis:

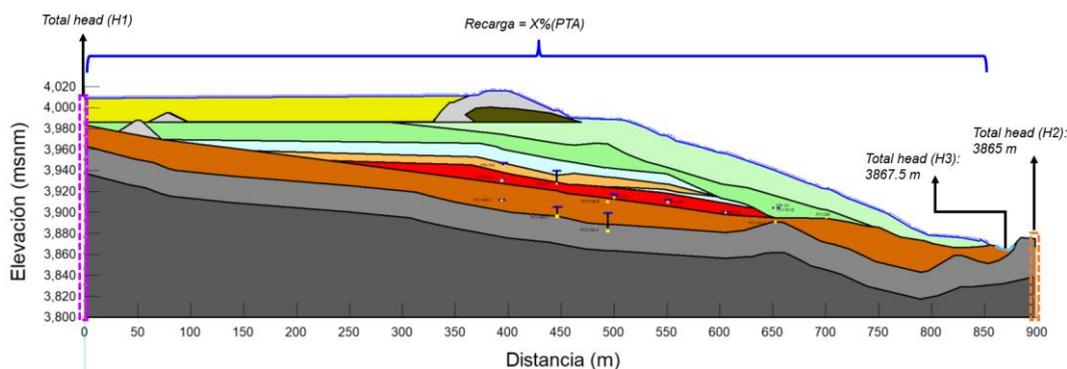


Figura 5.2 Condiciones de borde del modelo geotécnico

Con el fin de simular el flujo subterráneo en la fundación, se asignaron condiciones de carga hidráulica total (*total head*) en el margen izquierdo (H1) y derecho (H2) del modelo. De estas dos condiciones de borde, se identificó que H1 era quien gobernaba la predicción flujo de agua subterránea y el cual tendría que determinarse a partir de un análisis de sensibilidad. Se asignó un valor adecuado

para H2 de 3865 msnm; además, se asignó una carga hidráulica total (H3) de 3867.5 msnm en el lecho del Río Rímac para que el flujo subterráneo descargue en este sector.

Por otro lado, con el objetivo de simular el flujo al interior del depósito A (en la zona de relaves), se asignó una recarga en forma de lluvia, equivalente a cierto porcentaje de la precipitación total anual promedio (PTA). Dicho porcentaje también debería ser determinado a partir de un análisis de sensibilidad. De acuerdo con estudios hidrometeorológicos en la zona, el valor de la PTA es de 731 mm.

5.3 ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN EN CONDICIONES SATURADAS / NO SATURADAS

Las propiedades hidráulicas empleadas para iniciar el análisis de infiltración han sido presentadas en las Tabla 4.5 y Tabla 4.6 (sección 4.2.1.4). Se inició el análisis con un valor de anisotropía de 1 para todos los materiales, el cual más adelante será calibrado.

El análisis de infiltración fue dividido en cuatro etapas, las cuales se muestran en la Figura 5.3. Como puede apreciarse, este proceso es bastante iterativo, por lo que en cada etapa se realizará un análisis de sensibilidad para lograr una mayor eficiencia en cuanto a tiempo y número de análisis. Asimismo, para visualizar de una manera más amigable las cargas piezométricas, éstas han sido ploteadas en el modelo numérico, indicando la ubicación del sensor (punto amarillo) y la carga de agua correspondiente a la mediana de los datos (línea azul).

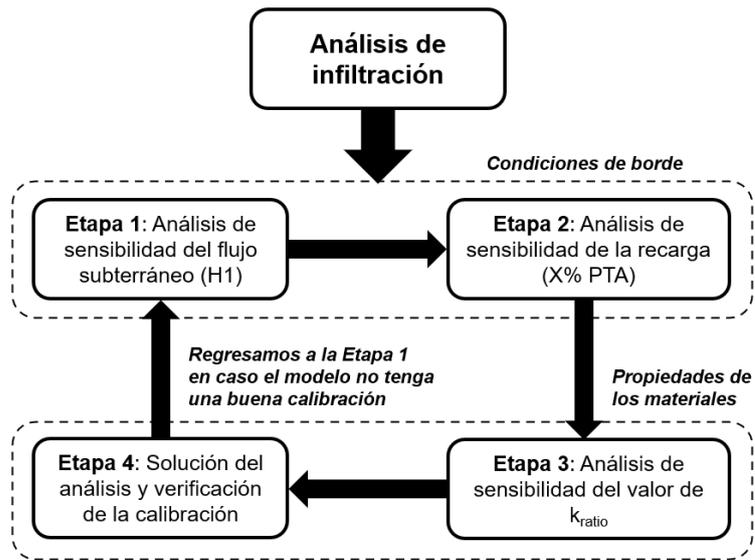
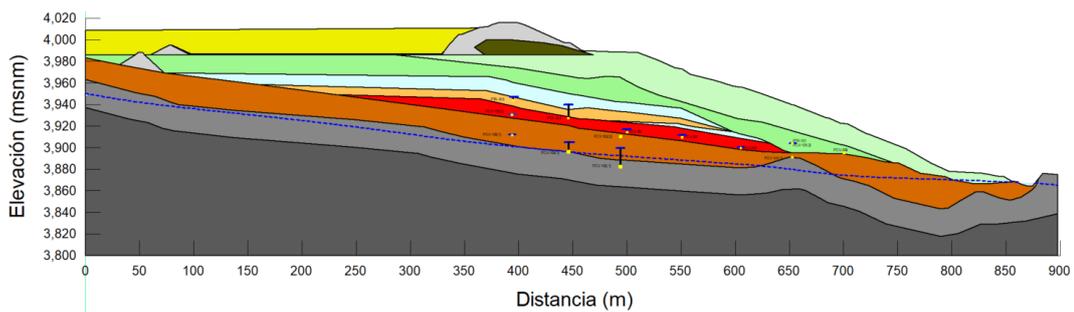


Figura 5.3 Etapas del análisis de infiltración

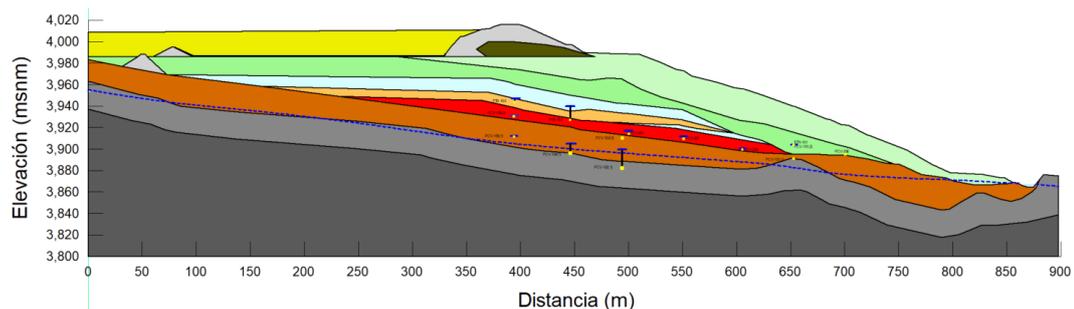
5.3.1 Etapa 1: análisis de sensibilidad del flujo subterráneo

Se realizó el análisis de sensibilidad de la carga hidráulica total del margen izquierdo (H1); la Figura 5.4 muestra los resultados para $H1 = 3950$, 3955 y 3960 msnm, y se observa que, para un $H1 = 3960$ msnm, la línea de agua (flujo subterráneo), obtenido del análisis de infiltración, se ajusta mejor las cargas de agua registrada por los piezómetros de la cimentación.

Escenario 1.1: $H1 = 3950$ msnm



Escenario 1.2: $H1 = 3955$ msnm



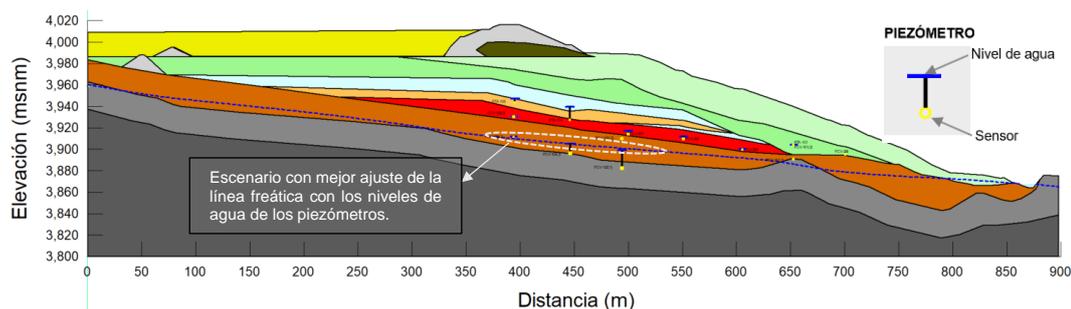
Escenario 1.3: $H_1 = 3960$ msnm

Figura 5.4 Análisis de sensibilidad del flujo de aguas subterráneas – Modelo de materiales

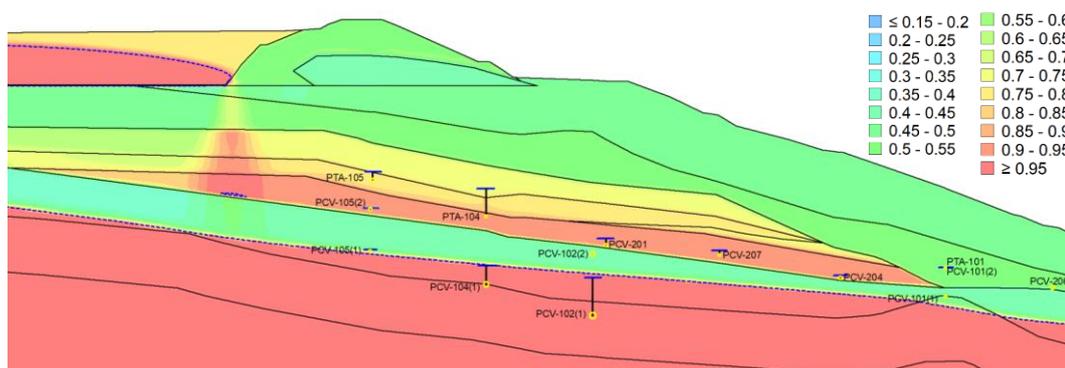
5.3.2 Etapa 2: análisis de sensibilidad de la recarga

La recarga por lluvia en el modelo de infiltración tenía el objetivo simular el comportamiento hidráulico en los relaves. Como se ha mencionado, determinar la recarga es un proceso iterativo en el cual los resultados también dependen de las propiedades hidráulicas (especialmente de la anisotropía). Se realizó una serie de sensibilidades de la recarga (expresado como un porcentaje de la PTA), manteniendo el $H_1=3960$ msnm, en donde se observó que entre 4% a 6% de la PTA podrían dar buenos resultados. El **Anexo C** muestra el detalle de los resultados, incluyendo el modelo de materiales y en términos de presión de poros y grado de saturación. La Figura 5.5 muestra una comparación (en términos de saturación) para las recargas de 4%, 5% y 6% de la PTA.

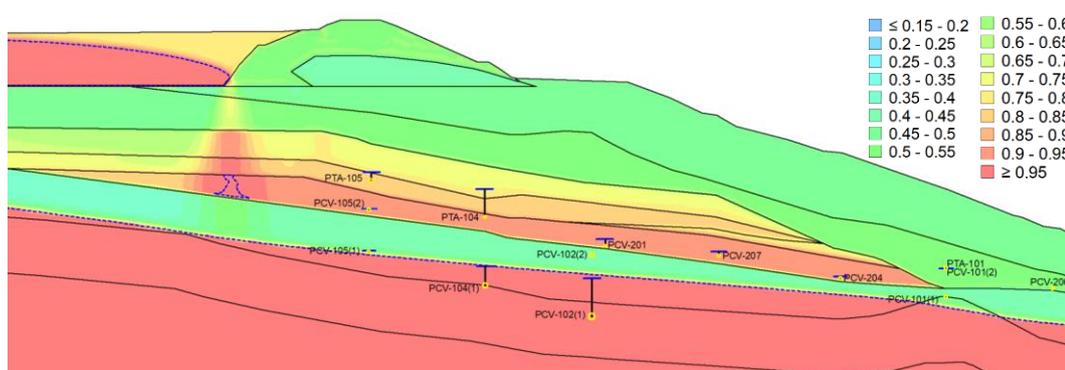
De acuerdo a los resultados mostrados, se observaron los siguientes aspectos:

- En los 3 escenarios se genera un pequeño bolsón de agua (zona saturada) en los relaves finos del depósito A, el cual tiende a ser ligeramente mayor ante una mayor recarga.
- Lo mismo sucede en el vaso del depósito B, se genera una retención de agua que es consistente con los ensayos de tomografía eléctrica.
- No se generan presiones de poro positivas en la zona de relaves finos (depósito A), lo cual no es consistente con los registros de piezómetros ubicados en ese sector y ensayos de disipación. Sin embargo, puede notarse que la saturación en los relaves finos (1 y 2) presenta un grado de saturación mayor a 80%, lo cual es indicativo que en otras condiciones esta zona puede llegar a saturarse completamente; esto será analizado en la siguiente etapa.

Escenario 2.1: 4% PTA y H1 = 3960 msnm



Escenario 2.2: 5% PTA y H1 = 3960 msnm



Escenario 2.3: 6% PTA y H1 = 3960 msnm

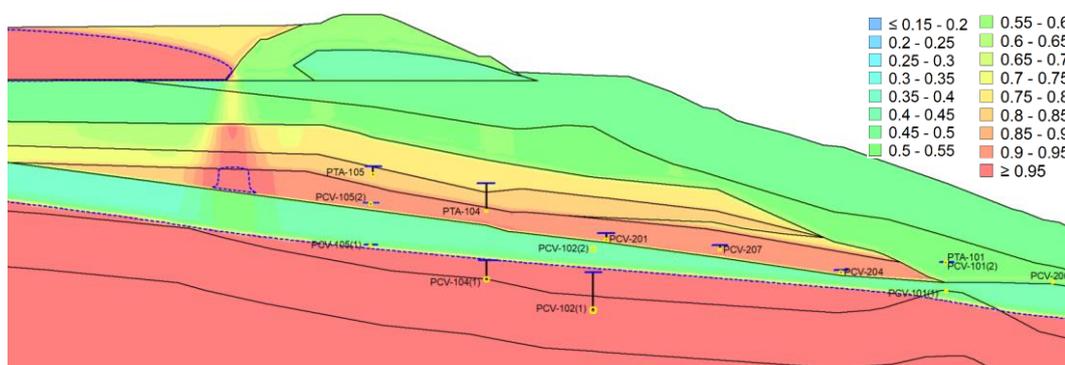


Figura 5.5 Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 4%, 5% y 6% de la PTA – Grado de saturación

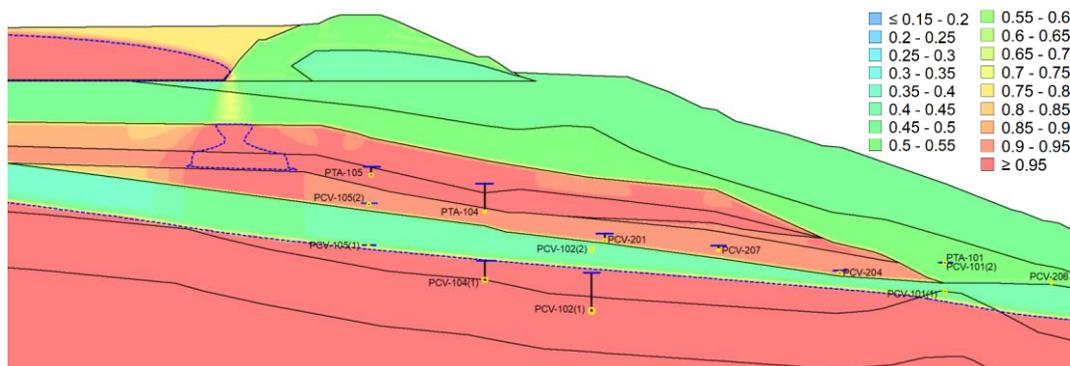
5.3.3 Etapa 3: análisis de sensibilidad del k_{ratio}

Hasta la Etapa 2, las propiedades hidráulicas de los materiales estaban siendo modeladas con un valor de anisotropía ($k_{ratio} = k_v/k_h$) igual a 1. Para continuar con la Etapa 3, se tomó la base del escenario 2.2 (PTA y H1 = 3960 msnm) para realizar la sensibilidad del k_{ratio} y observar su efecto en el flujo al interior de los

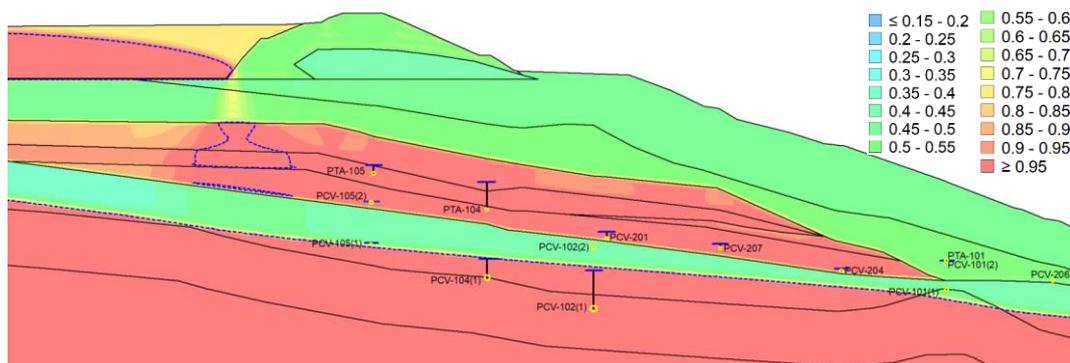
relaves (depósito A). La zona de interés estaba gobernada principalmente por los relaves finos 1 y 2, y mixto; por lo tanto, se planteó un escenario 3.1, en el cual se modificó la anisotropía del relave fino 1 y mixto a un valor de $k_{ratio} = 0.1$ (para ambos), manteniendo el k_{ratio} de los demás materiales en 1. Asimismo, se varió el k_{ratio} del relave fino 2 a valores de 1, 0.6, 0.3 y 0.1.

La Figura 5.6 muestra los resultados variando el k_{ratio} . Solo para el caso del relave fino 2 con $k_{ratio} = 0.1$, se presentará en la Etapa 4 por ser el análisis con mejores resultados. Los resultados muestran que una variación del k_{ratio} en los materiales, tiende a generar un bolsón de agua cada vez más grande; en términos de grado de saturación el relave fino 1 y 2, en general, presentan valores mayores a 90%, mientras que el relave mixto, mayor a 80%.

Escenario 3.1: k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1



Escenario 3.2: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1



Escenario 3.3: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1

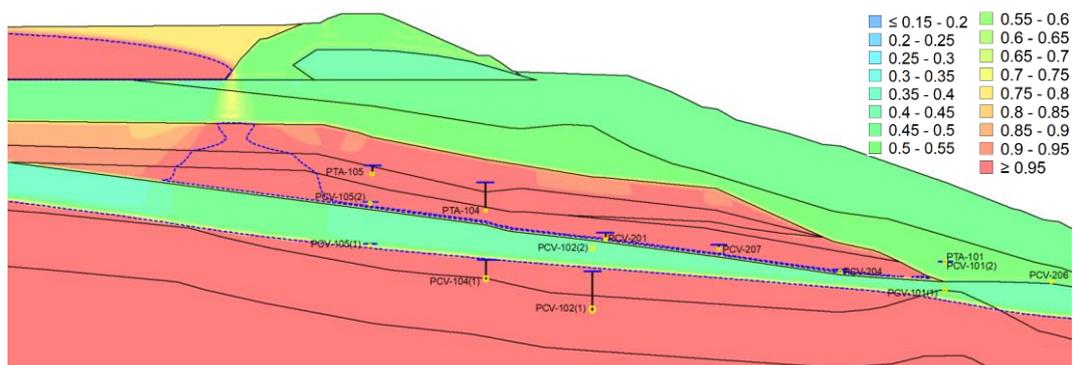


Figura 5.6 Resultados del análisis de infiltración variando el k_{ratio} (relave fino 2) = 1, 0.6 y 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1 y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

5.3.4 Etapa 4: resultados finales y calibración

Como parte de los resultados finales, se analizaron los escenarios 4.1, 4.2 y 4.3, todos considerando un $k_{ratio} = 0.1$ en el relave mixto, fino 1 y fino 2, y los demás materiales manteniendo un $k_{ratio} = 1$; estos escenarios se diferencian en el porcentaje de recarga, de 4%, 5% y 6% PTA, respectivamente. Los resultados se muestran en la Figura 5.7 y Figura 5.8.

En cada uno de los tres escenarios se observan dos bolsones de agua (zonas saturadas), el primero y el más importante, el que se genera en prácticamente la totalidad de los relaves finos (1 y 2) y una buena parte en el mixto (depósito A). El segundo, el que se genera en el vaso del depósito B.

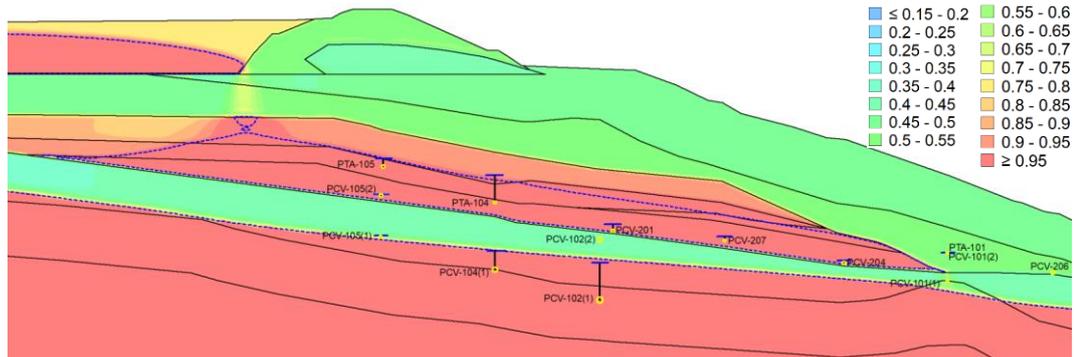
En términos de grado de saturación (ver Figura 5.7), el relave mixto, fino 1 y fino 2, presentan un valor mayor al 80%. Mientras que en el depósito B, solo una pequeña franja, que rodea el bolsón de agua, permanece con un grado de saturación mayor al 80%, mientras que el resto se mantiene entre 70% a 75%.

En términos de presiones de poro (ver Figura 5.8), el bolsón generado en el depósito A, es consistente con los sensores de los piezómetros ubicados en ese sector. Además, los sensores ubicados en la cimentación y relaves gruesos (PCV-101 (1), PCV-102(2) y PCV-206), los cuales se encuentran secos, también son consistentes con el modelo de infiltración.

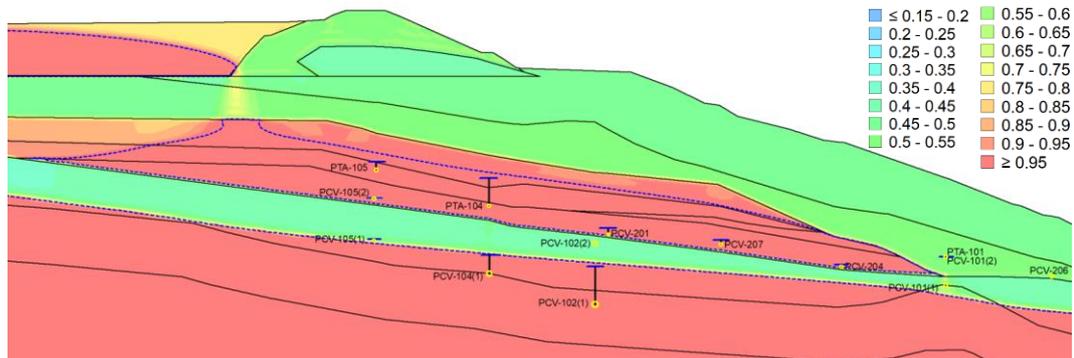
Respecto a los ensayos de tomografía eléctrica (presentados en la Figura 3.17), la zona muy húmeda a saturada (bajas resistividades) en el vaso del depósito B

coincide bastante bien con el bolsón de agua obtenido en el modelo de infiltración. Además, por debajo de la geomembrana, los ensayos de tomografía eléctrica indicaron zonas poco húmedas o con resistividades medianas a altas, y que en el modelo de infiltración estaría asociado al relave mixto (grado de saturación del orden de 50%) y al depósito cuaternario (grado de saturación del orden de 40%).

Escenario 4.1: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 4% PTA



Escenario 4.2: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA



Escenario 4.3: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 6% PTA

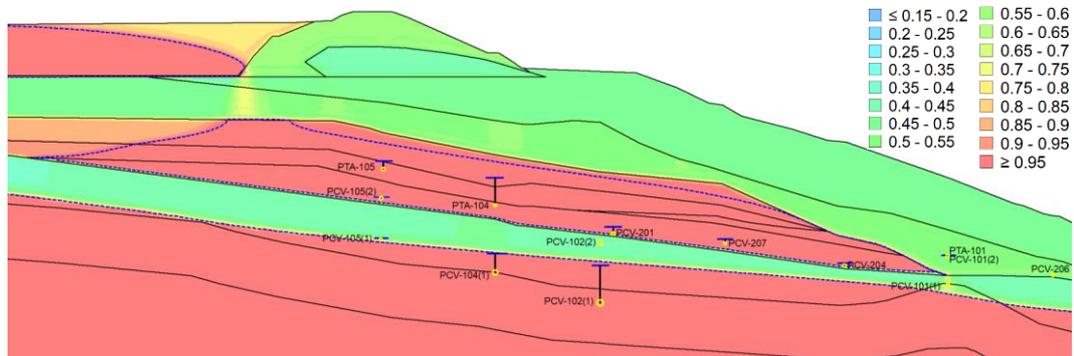
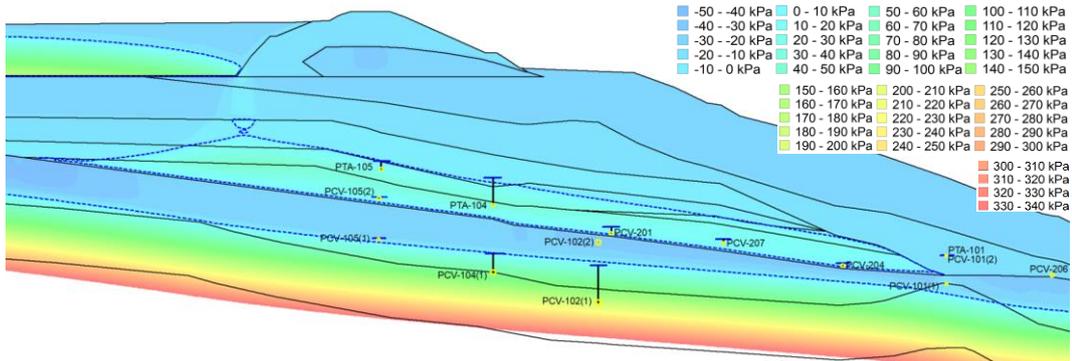
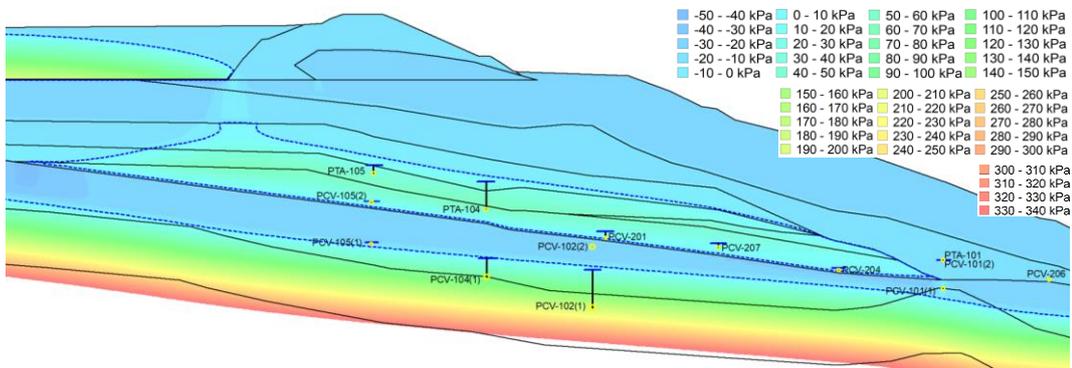


Figura 5.7 Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; aplicando recargas de 4%,5% y 6% PTA y $H1 = 3960$ msnm – Grado de saturación

Escenario 4.1: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 4% PTA



Escenario 4.2: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA



Escenario 4.3: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 6% PTA

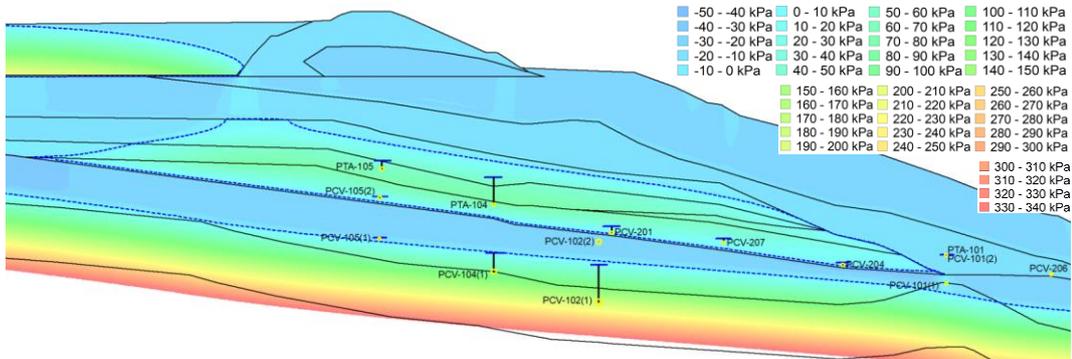


Figura 5.8 Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; aplicando recargas de 4%,5% y 6% PTA y $H1 = 3960$ msnm – Presión de poros

Asimismo, con el objetivo de visualizar de manera más precisa y comprender el régimen de presiones de poro generado en el modelo de infiltración, se definieron 8 perfiles, tal como se muestra en la Figura 5.9.

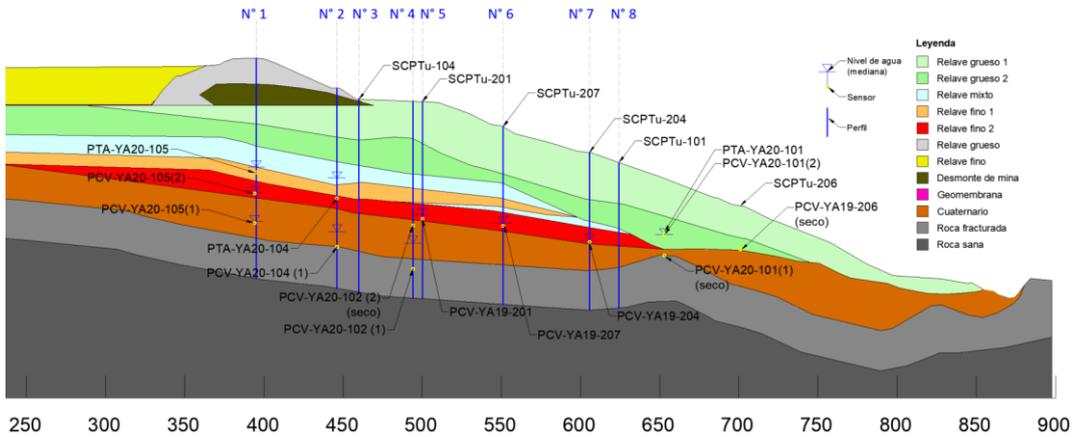


Figura 5.9 Ubicación de perfiles, piezómetros y piezoconos

Los resultados del Perfil N° 1 (ver Figura 5.10) muestran que, las distintas recargas analizadas (4%,5% y 6% PTA), producen distintos perfiles de presión de poros y saturación en la zona de relaves finos (mixto, fino 1 y fino 2), mientras que, en la zonas de relaves gruesos y cimentación, los perfiles tienden a ser prácticamente iguales. En particular para el Perfil N° 1, los resultados de los piezómetros se ajustan mejor a los resultados con una recarga de 5%PTA.

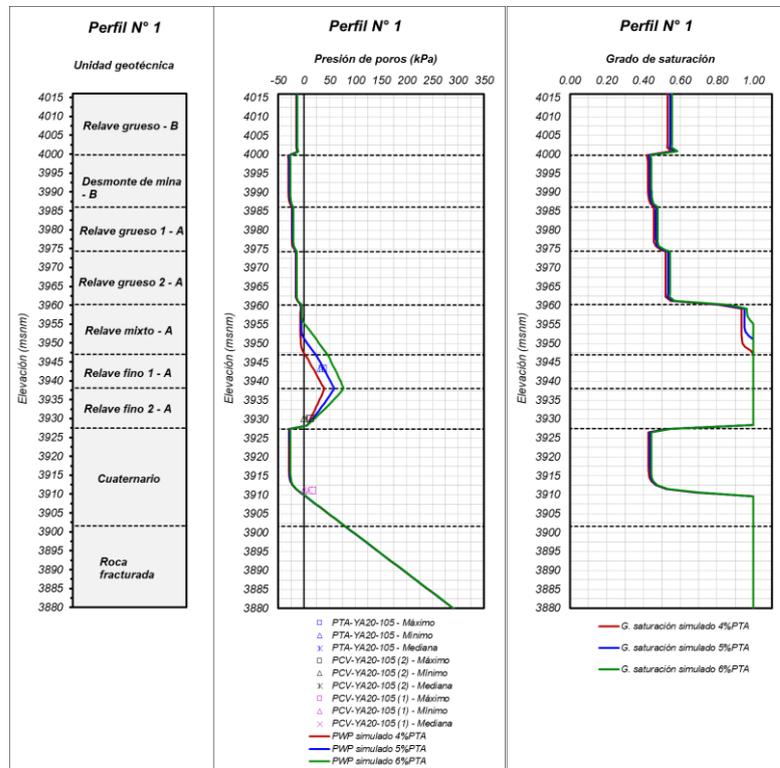


Figura 5.10 Resultados del Perfil N° 1 – Presión de poros y grado de saturación

De la Figura C.29 a Figura C.39 (ver **Anexo C**) se muestran los resultados en cada uno de los perfiles en términos de presiones de poros y grado de saturación. Se destacan los siguientes puntos:

- El comportamiento observado en los perfiles del modelo de infiltración es bastante consistente al registrado o medido en los piezómetros, ensayos de disipación y tomografía eléctrica.
- Se evidencia claramente un régimen de flujo no hidrostático en los relaves del depósito A, en el cual las presiones de poros se incrementan en el estrato del relave mixto y/o fino 1, mientras que en el relave fino 2 se produce una disminución de presiones de poro, hasta incluso llegar a cero en el contacto relave fino 2 / cuaternario (flujo descendente).
- En los perfiles donde se realizaron ensayos de piezocono, se graficó una línea de presión de poros hidrostática (como referencia), de lo que a veces se suele asumir como interpretación de los ensayos de piezocono. Es notorio que usar esa distribución de presiones de poro (hidrostática) en los análisis podría llevar a cometer errores en temas de estabilidad de taludes e interpretación de parámetros. Es preferible utilizar la distribución de poros observada *in-situ*.
- En general la zona con grado de saturación mayor al 80% abarca al relave mixto, fino 1 y fino 2 (depósito A); a los cuales podrían asignarse resistencias no drenadas en la evaluación de la estabilidad física. Es importante indicar que, no solamente la zona limitada por el bolsón de agua (zona saturada) podría exhibir resistencias no drenadas, se recomienda que esta debería extenderse a las zonas con grado de saturación mayor al 80%, a menos que se cuente con ensayos especiales que indiquen algo distinto.

Finalmente, para concluir la calibración del modelo de infiltración, los niveles piezométricos simulados fueron comparados con datos de mediciones directas de niveles piezométricos y ensayos de disipación. Cabe señalar que estos niveles observados y simulados fueron expresados en términos de carga hidráulica total (msnm) o lo que es lo mismo, a la suma de las cargas de elevación y presión de poros.

De acuerdo con lo propuesto por Spitz y Moreno (1996), el ajuste de la calibración puede medirse en términos del error cuadrático medio normalizado (NRMSE, por sus siglas en inglés), el cual es parámetro estadístico que mide la dispersión entre

niveles simulados y observados con relación a la diferencia entre el nivel máximo y mínimo observado. En general, una calibración se considera aceptable cuando el NRMSE se encuentra por debajo del 10%, y de un buen ajuste cuando se ubica por debajo del 5%.

$$NRMSE = \frac{\sqrt{\frac{\sum(h_0 - h_s)^2}{n}}}{\max(h_0) - \min(h_0)} \leq 10\% \quad 5.1$$

Donde:

h_0 = carga hidráulica total observada.

h_s = carga hidráulica total simulada.

n = número de datos.

La Figura 5.11 muestra el resultado de la calibración de los escenarios 4.1, 4.2 y 4.3. Una reproducción exacta de los niveles observados con los simulados ubicaría a los puntos sobre la línea diagonal (línea negra). De esta forma, mientras menor es la dispersión de los puntos respecto a la línea, mejor es el nivel de ajuste de la calibración. Los valores obtenidos de NRMSE fueron de 2.6%, 2.4% y 2.9%, para los escenarios 4.1, 4.2 y 4.3, respectivamente. Puede verse que estos 3 escenarios representan satisfactoriamente lo observado.

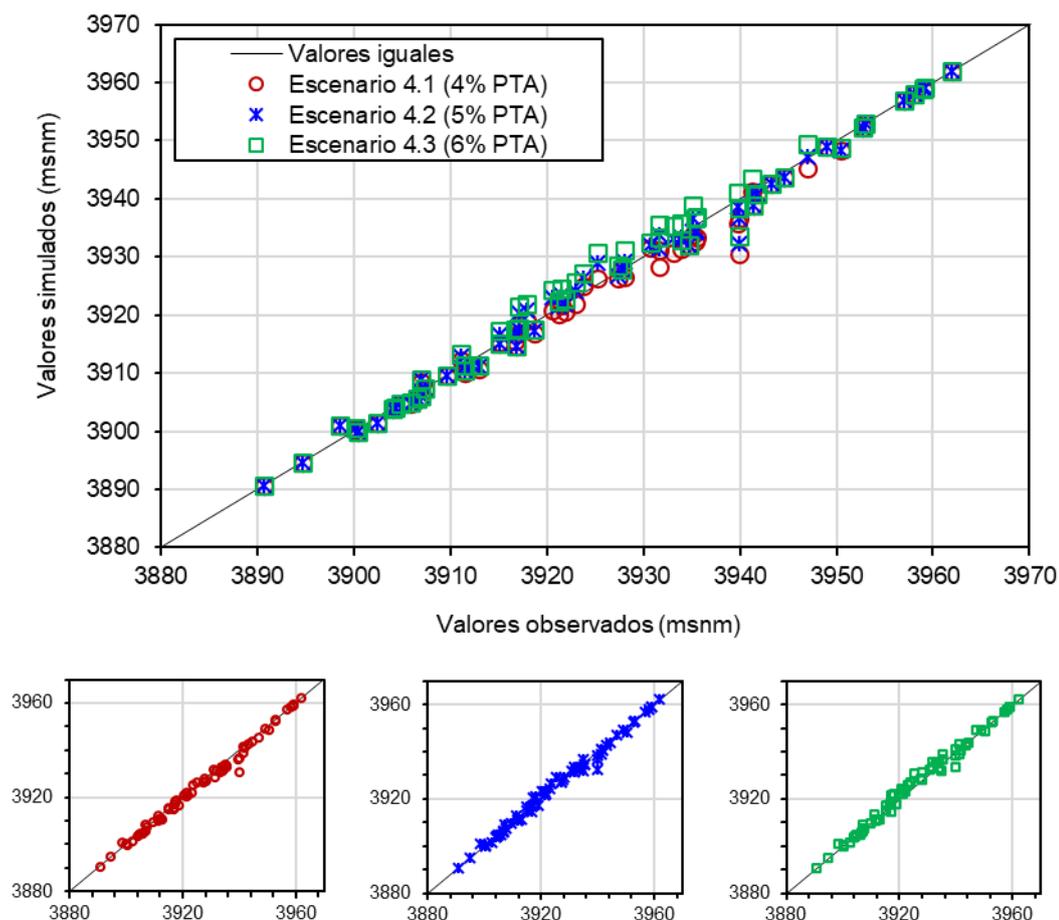


Figura 5.11 Resultados de la calibración – Valores simulados vs valores observados (msnm)

5.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En la mayoría de problemas geotécnicos, posterior a un análisis de infiltración continúa el análisis de estabilidad física de taludes. Por lo general, los métodos comúnmente empleados para evaluar la estabilidad física de taludes son los métodos de equilibrio límite y métodos de esfuerzo-deformación. Los métodos de equilibrio límite nos brindan respuestas rápidas y simples, basadas en asunciones y simplificaciones bien entendidas, el cual ha sido empleado en la presente tesis. Sin embargo, es importante indicar, que este método no nos brinda información acerca de las deformaciones de la estructura, esto puede ser abordado en una futura investigación. Estos métodos se basan en el cálculo de un factor de seguridad (FS).

Existen guías y regulaciones que nos recomiendan o requieren la evaluación de diferentes escenarios: análisis estáticos, pseudo-estáticos y post-sismo. Todos

coinciden en realizar análisis estáticos, sin embargo, quien gobierna el diseño es el análisis pseudo-estático y/o post-sismo. Actualmente, los resultados que arrojan los análisis pseudo-estáticos vienen siendo cuestionados, que incluso algunas guías, como el ICOLD, no la consideran en su evaluación. Por su parte la normativa peruana (MINEM, 1997) indica que no hace sentido calcular un FS pseudo-estático cuando se tiene materiales susceptibles a licuación. La Tabla 5.1 muestra los factores de seguridad mínimos recomendados por guías internacionales como el ICOLD, CDA y la normativa peruana (MINEM).

Para evaluar un análisis post-sismo, estrictamente debe verificarse que los materiales sean potencialmente licuables (*liquefaction triggering analysis*), sin embargo, también es indicado por otros autores, como Robertson (2021), que si la consecuencia de falla de la estructura es alta a extrema (esta última, la clasificación del presente caso de estudio), es válido asumir que en algún momento de la vida de la estructura se pueda desencadenar una pérdida de resistencia (susceptibles a licuación por flujo). De acuerdo con lo presentado en el sección 3.3, se ha verificado que la mayoría de los relaves son susceptibles a licuación por flujo (estado contractivo), con lo cual se ha evaluado la condición post-sismo (o post-licuación). En este tipo de análisis, suele asignarse resistencias no drenadas licuadas o residuales a los relaves saturados con comportamiento contractivo, en este caso, se trata del relave mixto y relave fino 1 y 2.

Tabla 5.1 Criterios de factores de seguridad mínimos recomendados

Condición	Factores de seguridad		
	ICOLD	CDA	MINEM
Estática	1.50	1.50	1.50
Pseudo-estática	-	1.00	1.00
Post-sismo	1.10	1.20	-

El proceso de obtención de los parámetros de resistencia no forma parte del alcance de esta tesis. Sin embargo, en la sección de recomendaciones se sugieren algunos procedimientos y/o metodología que pueden emplearse para la evaluación de estos parámetros. La Tabla 5.2 resume los parámetros de resistencia utilizados en el análisis de estabilidad de los depósitos de relaves.

Tabla 5.2 Resumen de parámetros resistencia

Zona	Material	γ_{total} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Parámetros drenados		Parámetros no drenados	
				c (kPa)	ϕ (°)	S_u/σ'_v	S_{ur}/σ'_v
Depósito A	Relave grueso 1	17.7	20.0	0	33	-	-
	Relave grueso 2	17.7	20.0	0	34	-	-
	Relave mixto	19.0	20.0	0	36	0.24	0.22
	Relave fino 1	20.0	20.0	0	35	0.24	0.19
	Relave fino 2	20.0	20.0	0	32	0.16	0.07
Depósito B	Relave grueso	17.7	20.0	0	33	-	-
	Relave fino	20.0	20.0	0	33	0.24	0.19
	Desmante de mina	20.0	21.0	0	36	-	-
Cimentación	Depósito cuaternario	21.5	22.5	10	36	-	-
	Basamento rocoso	23.0	24.0	Impenetrable			

Abreviaturas:

γ_{total} : Peso específico total.

γ_{sat} : Peso específico saturado.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

c : Cohesión.

S_u/σ'_v : Relación de resistencia no drenada pico.

S_{ur}/σ'_v : Relación de resistencia residual o licuada.

Para la evaluación de la estabilidad física se empleó la metodología por equilibrio límite, en el cual se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se realizaron análisis en condición estática drenada, estática no drenada y post-sismo.
- Se empleó el método propuesto por Spencer (1967) el cual contempla el equilibrio por fuerzas y momentos. Se evaluaron fallas circulares y no circulares.
- Se emplearon las presiones de poros (positivas) resultado del análisis de infiltración. Es importante precisar que, no se ha considerado el aporte de la succión en la resistencia de los materiales de la zona no saturada, dado que su efecto puede reducirse o incluso desaparecer por las condiciones climáticas del sitio (i.e. lluvias intensas).
- Se asignaron parámetros drenados en todos los materiales para el análisis estático drenado; por otra parte, en la condición estática no drenada y post-sismo, se definieron resistencias no drenadas picos y residuales, respectivamente, en los materiales en estado contractivo.

- Para los análisis estático no drenado y post-sismo, se definieron 2 casos. El caso I, en el cual se asignaron parámetros no drenados (pico o residual), al relave con comportamiento contractivo y en las zonas donde el grado de saturación fue mayor al 80%. Para el caso II, a diferencia del caso I, se asignaron parámetros no drenados solo en las zonas con grado de saturación de 100%, es decir, las zonas limitadas por los bolsones de agua. Asimismo, con fines comparativos, se evaluó un caso III, a partir de la definición de una línea piezométrica hidrostática en la zona donde el relave exhibiría resistencias no drenadas (saturación mayor al 80%). Cada uno de estos casos se esquematiza en la Figura 5.12.

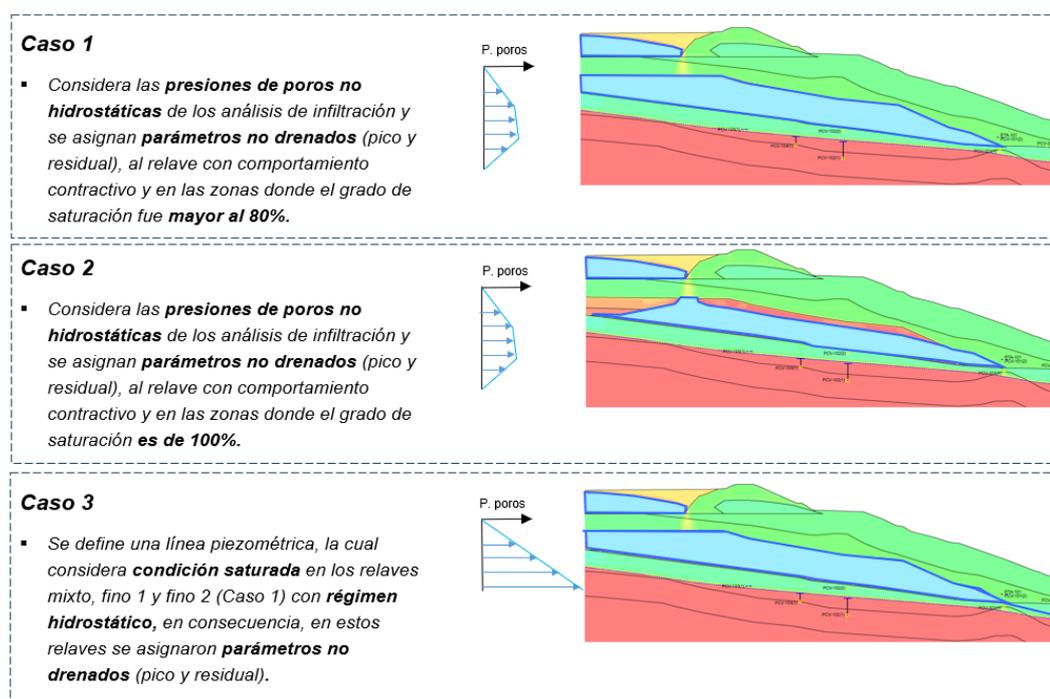


Figura 5.12 Esquemas de los casos evaluados en los análisis de estabilidad

En el **Anexo D** se presentan las salidas de los análisis de estabilidad. La Tabla 5.3 muestra los factores de seguridad obtenidos en cada escenario y caso. A fin de observar de manera gráfica los resultados, se presenta la Figura 5.13.

Los resultados indican que, en fallas del tipo circular, los factores de seguridad obtenidos para los casos I y II, dentro de un mismo escenario, presentan valores ligeramente distintos, siendo el escenario 4.1 donde se observa una mayor diferencia. Mientras que, en fallas del tipo no circular, los factores de seguridad para los casos I y II son prácticamente los mismos (dentro de un mismo escenario). Además, en los 3 escenarios, se observan que las fallas críticas no circulares

resultan ser las más críticas, presentando factores de seguridad similares. En conclusión, en el presente caso de estudio, no se observa un impacto significativo del factor de seguridad considerando el caso I o II. Solo con fines comparativos, se evaluó un caso III, con presiones hidrostáticas en las zonas con comportamiento no drenado, donde el factor de seguridad resultó menor que los casos I y II.

Tabla 5.3 Resultados de factores de seguridad (FS)

Escenario	Caso	Factores de seguridad					
		Estático drenado		Estático no drenado		Post-sismo	
		Circular	No circular	Circular	No circular	Circular	No circular
4.1 (4% PTA)	I	1.66	1.31	1.25	1.13	0.99	0.79
	II			1.42	1.16	1.10	0.80
4.2 (5% PTA)	I	1.65	1.30	1.24	1.13	0.98	0.79
	II			1.32	1.14	1.04	0.79
4.3 (6% PTA)	I	1.64	1.29	1.24	1.13	0.97	0.78
	II			1.27	1.13	0.98	0.79
Caso III - Condiciones hidrostáticas		1.54	1.11	1.15	1.02	0.92	0.73

Los resultados muestran que para todos los escenarios evaluados y para fallas del tipo no circular (condición más crítica), no se satisfacen los factores de seguridad mínimos requeridos en condición estática ($FS \geq 1.50$), ni en condición post-sismo ($FS \geq 1.10$); por lo tanto, para el presente caso de estudio se requiere evaluar alternativas de estabilización, esto último no formó parte del alcance de la presente tesis.

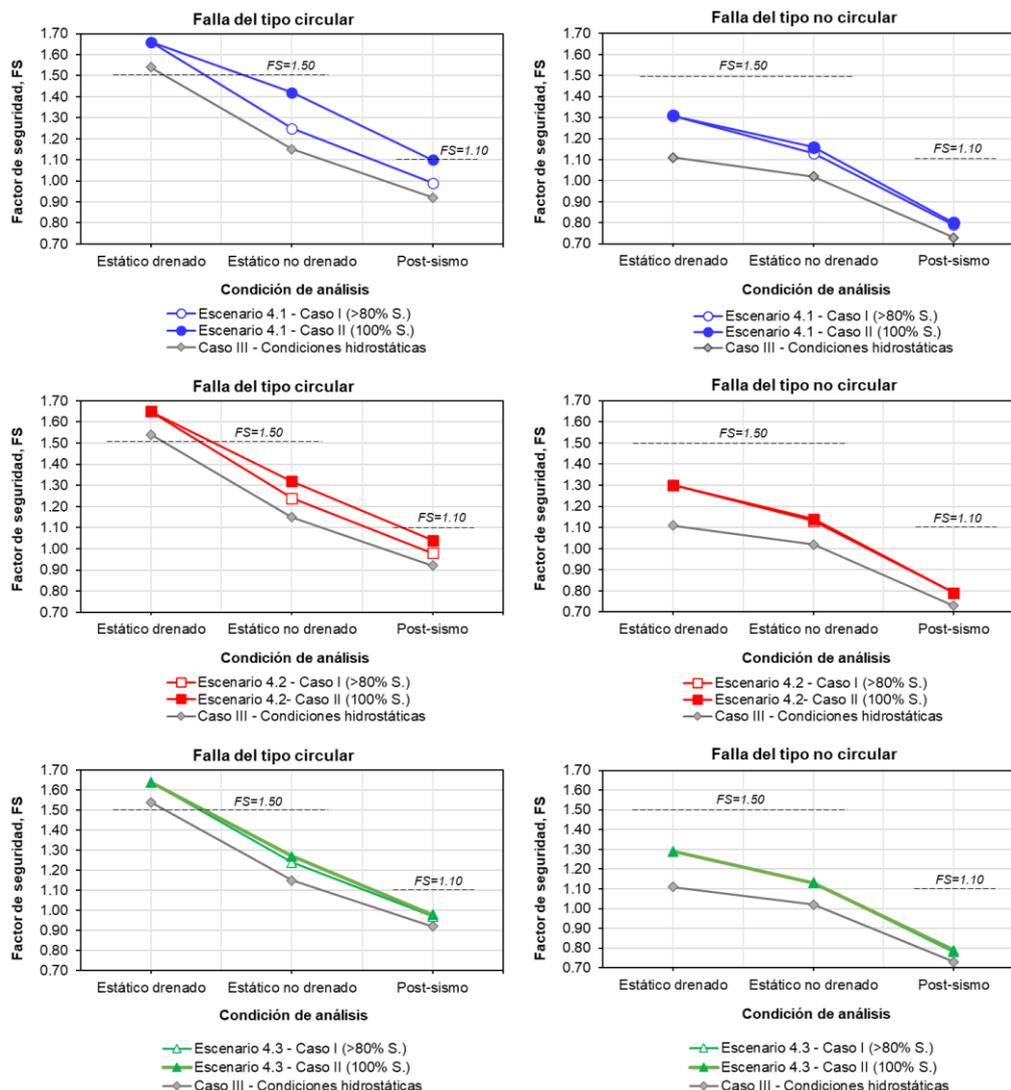


Figura 5.13 Resultados de factores de seguridad obtenidos en cada escenario y caso

Como comentarios finales, la presente tesis presentó la problemática de un depósito de relaves de la sierra peruana, la cual aún registraba presiones de poros a pesar de encontrarse inactiva (sin depositación de relaves), lo cual nos da el mensaje de no descuidar y seguir investigando los depósitos de relaves antiguos que se encuentran inactivos o en cierre, dado que los relaves podrían encontrarse saturados luego de años de haber finalizado su operación.

En la práctica de la ingeniería geotécnica actual, es común definir resistencias no drenadas únicamente en los materiales que se encuentran por debajo de la superficie freática o piezométrica (saturación del 100 %), sin embargo, la presente tesis demostró como abordar a partir de los resultados del análisis de infiltración, la definición de zonas con grado de saturación mayor al 80% que podrían

desencadenar un comportamiento no drenado. En resumen, la presente tesis mostró una metodología que abarcó desde la caracterización de las propiedades hidráulicas (saturadas y no saturadas) hasta la calibración las presiones de poro y su validación, además de estimar los grados de saturación que nos ayudan a definir sectores que podrían desencadenar resistencia no drenadas.

Se recalca la importancia del uso de la SWCC y FCH en los análisis de flujo, con el objetivo de comprender los regímenes de presión de poros y distribución del grado de saturación al interior de un depósito de relaves, algo que no hubiese sido posible utilizando solo propiedades hidráulicas saturadas. La metodología empleada en la presente tesis puede utilizarse como referencia para futuras investigaciones y proyectos de flujo de agua y estabilidad.

CONCLUSIONES

RELACIONADA AL OBJETIVO GENERAL

Se cumplió con el objetivo general de simular el comportamiento hidráulico de un depósito de relaves con presencia de bolsones de agua a partir de un análisis de infiltración en condiciones parcialmente saturadas, esto fue posible gracias a la definición de las funciones de conductividad hidráulica de los materiales y a la condición de borde de recarga aplicada (en forma de lluvia) al modelo. Los resultados fueron sustentados a partir de los registros piezométricos y ensayos de disipación (piezoconos) obtenidos en los estratos de relaves y suelo de cimentación. Posterior a los resultados del análisis de infiltración, se evaluó su efecto en la estabilidad física.

RELACIONADA A LOS OBJETIVOS ESPECÍFICOS

El modelo geotécnico fue elaborado con base en la interpretación de piezoconos y perforaciones. Se verificó que los materiales se encontraron dentro de la región de “suelos ideales” (suelos con poca o ninguna microestructura). Luego, se elaboró el perfil estratigráfico de acuerdo al tipo de comportamiento de suelo normalizado (SBTn) según el chart de Robertson (2016), en donde la mayoría se encontraba en estado contractivo.

Los piezómetros analizados indicaron que se estaría existiendo dos o más regímenes de flujo al interior del depósito. Uno en la cimentación, evidenciado por los piezómetros PCV-YA20-104(1) y PCV-YA20-102(1), los cuales mostraron una respuesta directa a la recarga por precipitación, es decir, en época húmeda se observa un incremento del nivel de agua. Otro régimen, en los relaves finos del depósito A, donde los piezómetros de este sector mostraron presiones de poro muy bajas y al parecer no seguían un patrón de comportamiento hidrostático, esto luego se confirmó con la data de ensayos de disipación.

Los ensayos de disipación lograron una mejor interpretación estimando presiones de poros en equilibrio (extrapolado) y utilizando el enfoque empírico de Davis et al. (1991). Estos evidenciaron que existía bolsones de agua en los relaves finos, con régimen de presión de poros no hidrostático y flujo descendente, algo que no

era muy evidente con los piezómetros ya que en la mayoría de los sectores de relave donde estos fueron instalados se carecía de piezómetros multinivel.

Las propiedades hidráulicas saturadas (k_h) de los materiales del depósito A, obtenidos a partir de mediciones directas (perforaciones y ensayos de disipación) mostraron en promedio una diferencia de un orden de magnitud o menor, respecto a los valores obtenidos con correlaciones del piezocono (l_c); lo cual dada la alta variabilidad de este parámetro es una diferencia aceptable. Asimismo, las mediciones promedio con ensayos de laboratorio (k_v) resultaron ser consistentes al presentar valores más bajos que los obtenidos en la k_h . Para fines de análisis, se seleccionó como k_h a la media geométrica (MG) del conjunto de datos de las mediciones directas.

Para la estimación de la propiedades hidráulicas no saturadas, los ensayos de SWCC de secado realizados en muestras de relave grueso y fino del depósito A, se ajustaron al modelo de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976). Se estimó la SWCC de humedecimiento a partir de las recomendaciones propuestas por Fredlund et al. (2011) y para los análisis se definió una SWCC mediana, es decir una curva intermedia entre la SWCC secado y humedecimiento. No se observó una marcada diferencia entre SWCC mediana con la SWCC de secado o humedecimiento, por lo que no debería tener un efecto significativo en los resultados finales de análisis de infiltraciones, sin embargo, se presentó este procedimiento para que este pueda ser empleado y evaluado en futuras investigaciones. Finalmente, la estimación de la FCH de los materiales tomó como base el mismo modelo de ajuste de la SWCC, Van Genuchten (1980) - Mualem (1976), el procedimiento se realizó con ayuda del programa SEEP/W.

El desarrollo del análisis de infiltración fue dividido en cuatro etapas, en la Etapa 4, se verificó que un k_{ratio} de 0.1 para los relaves mixto, fino 1 y fino 2 lograron condiciones de presión de poros muy cercanas a las observadas en los piezómetros y ensayos de disipación, a partir de gráficos del modelo de infiltración y perfiles de presión de poros definidos. Asimismo, se observó que con una recarga de 6% de la precipitación total anual (PTA), se generaba un bolsón de agua mayor comparado al análisis con 4% y 5% PTA. Además, en estos tres escenarios se observó que la zona del relave mixto, fino 1 y fino 2 se encontraba con un grado de saturación mayor al 80 %. Por otro lado, los ensayos de

tomografía eléctrica realizados en el vaso del depósito B, coincidieron bastante bien con el bolsón de agua obtenido en el modelo de infiltración.

Respecto al análisis de estabilidad, esta fue evaluada por el método de equilibrio límite para los tres escenarios del análisis de infiltración que lograron una buena calibración. Se consideraron casos donde la resistencia no drenada del relave puede exhibirse en zonas completamente saturadas (100%) y zonas con grado de saturación mayor al 80%. Los resultados indicaron que en ambos casos los factores de seguridad para fallas no circulares (condición más crítica) eran similares, sin embargo, al considerar una condición de presión de poros de régimen hidrostático resultó en factores de seguridad más bajos. Finalmente, los resultados muestran que para todos los escenarios evaluados y para fallas del tipo no circular (condición más crítica), no se satisfacen los factores de seguridad mínimos requeridos en condición estática ($FS \geq 1.50$), ni en condición post-sismo ($FS \geq 1.10$); por lo tanto, para el presente caso de estudio se requiere evaluar alternativas de estabilización.

RECOMENDACIONES

De acuerdo al análisis desarrollado en la presente tesis, se listan algunas recomendaciones para futuras investigaciones y/o proyectos:

El modelo geotécnico de la presente tesis fue elaborado basado en una única interpretación de piezoconos y perforaciones. Esto comúnmente se realiza en proyectos e investigaciones y depende de la experiencia del ingeniero. Se recomienda la implementación de modelos geoestadísticos que nos ayuden a ver distintas interpretaciones estratigráficas, ya que, para sus respectivos análisis geotécnicos, se podrían obtener distintos resultados y generar un impacto diferente en cada uno de ellos.

Es importante que las propiedades geotécnicas de los materiales sean definidas a partir de rangos; definitivamente para los análisis geotécnicos se tendrá que elegir un valor inicial, en la presente tesis se seleccionó la media geométrica, sin embargo, la definición de rangos nos permite evaluar sensibilidades y posibles efectos en los resultados.

Se recomienda evaluar a mayor profundidad la incertidumbre asociada del módulo de restricción o confinado (M) y el índice de rigidez (I_R) en la estimación de la conductividad hidráulica saturada, con base en los ensayos de piezocono y ensayos de disipación, dado que esto podría generar mayor dispersión en la estimación de la conductividad hidráulica.

En la presente tesis la zona de interés resultó ser la de los relaves finos del depósito A y la cual, según los resultados, se encontraba mayor al 80% de grado de saturación, por lo cual la succión no tendría un efecto en la interpretación de parámetros con base en ensayos de piezocono. Se recomienda, según sea el caso, evaluar si el efecto de la succión puede provocar un cambio significativo en la interpretación de parámetros, con lo cual debiera incluirse.

Se recomienda la ejecución de ensayos de piezocono conjuntamente con ensayos de disipación en depósitos de relaves, principalmente con crecimiento aguas arriba, ya que nos permite conocer el tipo de comportamiento in-situ de los relaves, además del régimen de presión de poros que está ocurriendo en su interior.

Se recomienda la instalación de piezómetros de cuerda vibrante multinivel (en el estrato de interés), con el objetivo de evaluar el régimen de presión de poros en el tiempo y de esta manera comprender su comportamiento hidráulico.

Se recomienda, no solamente realizar calibraciones en términos de presiones de poros, sino también en términos de grados de saturación y succión. La extracción de muestras de calidad y sensores de humedad pueden ayudar en la estimación del grado de saturación, mientras que los tensiómetros estimar la succión del suelo.

La presente tesis no incluyó la evaluación de desencadenantes de licuación, sin embargo, se recomienda que esto sea evaluado en futuras investigaciones, para casos similares donde se tenga bolsones de agua o retención de humedad, y que ayude a comprender de mejor manera el efecto que producen las presiones de poros no hidrostáticas en el fenómeno de licuación.

Para la evaluación de parámetros de resistencia no drenados con base en ensayos de piezocono o SCPTu se recomienda lo siguiente:

Emplear las presiones de poros in-situ (ensayos de disipación y/o piezómetros) para la interpretación de parámetros, dado que no resulta conservador simplificar el análisis a presiones de poros hidrostáticas en la estimación de resistencias no drenadas.

Apoyar la interpretación, junto con ensayos de laboratorio; en la actualidad la teoría de estado crítico (ensayos triaxiales) se complementa bastante bien con los ensayos de piezocono, esto es fundamental cuando las presiones de confinamiento superan los 300 kPa (Robertson, 2021).

En la práctica se recomienda que la estimación de parámetros de resistencia sea evaluada a partir de varias metodologías y/o procedimientos, que ayuden en la toma de decisiones.

La resistencia no drenada pico puede ser evaluada siguiendo las metodologías propuestas por: Olson y Stark (2003), Sadrekarimi (2014), Lunne *et al.* (1997), Battaglio *et al.* (1981), entre otros.

La resistencia no drenada residual o licuada puede ser evaluada siguiendo las metodologías propuestas por: Robertson (2021) y Jefferies & Been (2015). Esta última metodología puede dividirse en varios procedimientos para la estimación del parámetro de estado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, F. (2019). *Resolución de los parámetros de un cuerpo tridimensional con varios arreglos electrónicos en la técnica de tomografía de resistividad eléctrica* [Tesis de maestría, Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California].
- Akaike, H. (1974). A new look at the statistical model identification. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 19(6), 716–723.
<https://doi.org/10.1109/TAC.1974.1100705>
- Alarcón, Y., & Alva, J. (1999). *Ensayos de permeabilidad en materiales de baja de permeabilidad compactados*. Ponencia presentada en el XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huánuco, Perú.
- Alexieva, T. (2018). Tailings governance. In *Proceedings Mine Waste and Tailings Stewardship Conference 2018* (pp. 2–7). The Australasian Institute of Mining and Metallurgy.
- Australian National Committee on Large Dams Incorporated (ANCOLD). (2012). *Guidelines on tailings dams: Planning, design, construction, operation and closure*. ANCOLD.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussièrre, B., & Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104–1122.
<https://doi.org/10.1139/t03-054>
- Bashir, R., Sharma, J., & Stefaniak, H. (2016). Effect of hysteresis of soil-water characteristic curves on infiltration under different climatic conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(2), 273–284.
<https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0004>
- Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Maniscalco, R. (1981). *Piezometer probe test in cohesive deposits*. In *Cone penetration testing and experience* (pp. 264–302). ASCE.

- Begemann, H. K. (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 17–20).
- Bella, G. (2017). *Hydro-mechanical behaviour of tailings in unsaturated conditions* [Doctoral dissertation, Politecnico di Torino]. Politecnico di Torino Repository.
- Bernal, M., Hernández, V., Flores, O., Hernández, S., Guzmán, A., & Candelaria, J. (2018). *Determinación del ángulo de fricción interna por medio de pruebas triaxiales tipo UU y CU en jales*. En *XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. León, Guanajuato, México.
- Broken Hill Proprietary (BHP). (2022). *Tailings storage facilities: What are tailings and TSFs?* <https://www.bhp.com/sustainability/tailings-storage-facilities/what-are-tailings-storage-facilities>
- Bowker, L. N., & Chambers, D. M. (2015). The risk, public liability, & economics of tailings storage facility failures. *Earthwork Act*, 24, 1–56.
- Briaud, J. L. (2023). *Geotechnical engineering: Unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. En A. T. Corey, R. E. Dils, & V. M. Yevdjovich (Eds.), *Hydrology Papers of Colorado State University* (pp. 37). Fort Collins, CO: Colorado State University.
- Burdine, N. T. (1953). Relative permeability calculations from the pore size distribution data. *Transactions of the Metallurgical Society of AIME*, 198, 71–78.
- Canadian Dam Association (CDA). (2019). *Technical bulletin: Application of dam safety guidelines to mining dams*. Canadian Dam Association.
- Chen, J. F., Lee, C. H., & Yu, J. L. (2003). An analytical solution for a water budget model in an unsaturated zone. *Journal of the Chinese Inst of Engineers*, 26(3), 321–332. <https://doi.org/10.1080/02533839.2003.9670784>

- Childs, E. C., & Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London*, 201, 392–405. <https://doi.org/10.1098/rspa.1950.0068>
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (4ta ed.). Cengage Learning.
- Davis, E. E., Horel, G. C., MacDonald, R. D., Villinger, H., Bennett, R. H., & Li, H. (1991). Pore pressures and permeabilities measured in marine sediments with a tethered probe. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 96(B4), 5975–5984. <https://doi.org/10.1029/91JB00220>
- De Carvalho Thá, P., & Guimarães, J. (2019). Execução de ensaios de dissipação em sondagens CPTu: Critério de paralisação e definição da poropressão de equilíbrio. En 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 3ª Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia (SEFE 9), 4-6 de junio de 2019, São Paulo, Brasil: ABEF.
- De la Vega, G. (2020). Supervisión de la gestión y operación de los depósitos de relaves. En I Congreso de Competitividad Minera y Sostenibilidad Social, 2020. <https://www.competitividadysostenibilidad.pe/presentaciones-de-conferencias/>
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., & Foster, M. (2015). *Geotechnical engineering of dams*. CRC Press/Balkema.
- Flemings, P. B., Long, H., Dugan, B., Germaine, J., John, C. M., Behrmann, J. H., Sawyer, D., & Expedition, I. O. D. P. (2008). Pore pressure penetrometers document high overpressure near the seafloor where multiple submarine landslides have occurred on the continental slope, offshore Louisiana, Gulf of Mexico. *Earth and Planetary Science Letters*, 269(3–4), 309–325.
- Fourie, A. (2009). Preventing catastrophic failures and mitigating environmental impacts of tailings storage facilities. *Procedia Earth and Planetary Science*, 1(1), 1067–1071. <https://doi.org/10.1016/j.proeps.200909.164>
- Fredlund, D. G. (2002). *Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics*. En Proceedings of the Third

- International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002), Vol. 3, Recife, Brasil (pp. 887–902).
- Fredlund, D. G., & Houston, S. L. (2009). *Protocol for the assessment of unsaturated soil properties in geotechnical engineering practice*. Canadian Geotechnical Journal, 46(6), 694–707.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1976). *Constitutive relations for volume change in unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, 13(3), 261–276.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE), 103(GT5), 447–466.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils* (1ra ed.). John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470172759>
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(4), 521–532.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- Fredlund, D. G., Sheng, D., & Zhao, J. (2011). Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 48(2), 186–198.
- Fredlund, M. D. (1999). *The role of unsaturated soil property functions in the practice of unsaturated soil mechanics*. [Tesis doctoral, University of Saskatchewan]. Department of Civil Engineering, Saskatoon.
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., & Wilson, G. W. (1997). Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. En Proceedings of the 3rd Symposium on Unsaturated Soil (pp. 13–23).

- Gardner, W. R. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science Journal*, 85(4), 228–232.
- Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM). (2020). *Global industry standard on tailings management*. International Council on Mining and Metals (ICMM), United Nations Environment Programme (UNEP) y Principles for Responsible Investment (PRI).
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.
- González, H. (2019). *Comparación del comportamiento esfuerzo-deformación en ensayos triaxiales tipo UU de muestras de residuos mineros (jales) inalteradas y reconstituidas* [Tesina de especialidad, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Hernández, V. L. (2016). *Influencia de la compacidad relativa y contenido de agua en el comportamiento esfuerzo-deformación de jales parcialmente saturados* [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (Vol. 733). Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Hosagasi-Fuselier, T. (2006). Evaluation of soil water characteristic curves and permeability functions for modelling of seepage in unsaturated soils [MSc Thesis, Tufts University]. Somerville/Medford, Massachusetts, USA.
- Hoyos, F., Múnera, J. C., Arias, D. E., & Vélez, M. V. (2000). Investigación de aguas subterráneas, región Valle de San Nicolás. *Convenio de Cooperación en Ciencia y Tecnología, CORNARE Universidad Nacional de Colombia*, Medellín.
- Hu, M. J., Wang, R., & Zhang, P. C. (2001). Primary research on the effect of rainfall on landslide: Take the slope piled by old landslide in Jiangjiagou Valley as example. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 23(4), 454–457.

- Hvorslev, M. J. (1951). *Time lag and soil permeability in ground-water observations* (No. 36). Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army.
- International Commission on Large Dams (ICOLD). (2022). *Tailings dam safety* (Bulletin 194).
- Jefferies, M., & Been, K. (2015). *Soil liquefaction: A critical state approach*. CRC Press.
- Jefferies, M. G., & Davies, M. P. (1993). Use of CPTu to estimate equivalent SPT. *Geotechnical Testing Journal*, 16(4), 458–468.
- Leong, E. C., & Rahardjo, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1118–1126.
- Lizana, D. (2021). Medición de la conductividad hidráulica de materiales porosos en laboratorio. En *Curso: Ensayos estáticos y dinámicos para la caracterización del suelo*. CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Lima, Perú.
- López-Acosta, N. P. (2014). Modelado numérico de problemas de flujo de agua. En *Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Puerto Vallarta, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).
- López Acosta, N. P., & Mendoza Promotor, J. A. (2016). Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica. *Serie de Investigación y Desarrollo (SID) No. 698*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México.
- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic & Professional, E&FN Spon/Routledge Publishing, New York.

- Lyu, Z., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., & Cao, J. (2019). A comprehensive review on reasons for tailings dam failures based on case history. *Advances in Civil Engineering, 2019*, 1–18. <https://doi.org/10.1155/2019/4159306>
- Martin, T. E. (1999). Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams. En *Tailings and Mine Waste (Vol. 99, pp. 303–313)*.
- Mayne, P. (2014). Diseño ingenieril usando el ensayo de penetración con cono. En *Guía de aplicaciones geotécnicas (6ta ed.)*. ConeTec.
- Mayne, P., Cargill, E., Greig, J., Styler, M., Entezari, I., & Sharp, J. (2023). *The cone penetration test: Better information, better decisions. A CPT design parameter manual (1ra ed.)*. ConeTec.
- Ministerio de Energía y Minas (MINEM). (1997). *Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina*. Lima, Perú: Ministerio de Energía y Minas.
- Morrison, K. F. (2022). *Tailings management handbook: A lifecycle approach*. Society for Mining, Metallurgy & Exploration.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research, 12*, 513–522. <https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>
- Oldecop, L., Zabala, F., Pacheco, R. R., & Libardi, L. G. (2008). Funcionamiento hidráulico, estabilidad y mecanismos de rotura de presas de relaves mineros. En *V Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos*. Tucumán, Argentina.
- Olson, S. M., & Stark, T. D. (2003). Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8)*, 727–737.
- Owen, J. R., Kemp, D., Lébre, É., Svobodova, K., & Murillo, G. P. (2020). Catastrophic tailings dam failures and disaster risk disclosure. *International Journal of Disaster Risk Reduction, 42*, Article 101361. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2019.101361>

- Pereira, J. H., & Fredlund, D. G. (2000). Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), 907–916.
- Pérez, P., Martínez-Pagán, P., Rodríguez, T., Condesa, C., & Navarro, F. (2015). La tomografía eléctrica como técnica de apoyo para la identificación y reconocimiento de meandros abandonados: Caso de estudio de La Vega Media del Segura (Murcia). En *Análisis espacial y representación geográfica: Innovación y aplicación* (pp. 1833–1842).
- Pham, H. Q. (2002). *An engineering model of hysteresis for soil-water characteristic curves* [Tesis de maestría, University of Saskatchewan]. Saskatoon, Saskatchewan, Canadá.
- Pham, H. Q., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (2002). A simple soil-water hysteresis model for predicting the boundary wetting curve. En *Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference: Ground and Water-Theory to Practice* (pp. 20–23). Niagara Falls, Ontario, Canadá.
- Pham, H. Q., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (2005). A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1548–1568. <https://doi.org/10.1139/t05-071>
- Pro Muñoz, M. C. (2021). *Tomografía eléctrica: Fundamentos y aplicaciones*. Grupo de Investigación Kraken, Universidad de Extremadura, Badajoz, España. <https://dehesa.unex.es/handle/10662/11842>
- Qi, G. Q., & Huang, R. Q. (2004). Study on slope displacements due to rainfall. *Rock and Soil Mechanics*, 25(3), 379–382.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Journal of Applied Physics*, 1, 318–333.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158.
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests: A unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337–1355.

- Robertson, P. K. (2010). Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu. En *Memorias del 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*. California State Polytechnic University, Pomona, CA.
- Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system: An update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12), 1910–1927.
- Robertson, P. K. (2021). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: An update. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(4), 620–624.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering* (6th ed.). Signal Hill, CA: Gregg Drilling & Testing.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2022). *Guide to cone penetration testing* (7th ed.). Signal Hill, CA: Gregg Drilling & Testing.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., & Greig, J. (1986). Use of piezometer cone data. En *Use of in situ tests in geotechnical engineering* (pp. 1263–1280). ASCE.
- Rodríguez, R., & Oldecop, L. (2011). Humedad y estabilidad geotécnica de presas de relaves. En *Curso de capacitación profesional teórico-práctico en aspectos relacionados a la hidrogeología e hidroquímica en zonas mineras del sur del Ecuador*. Quito, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- Rodríguez, R., Muñoz-Moreno, A., Caparrós, A. V., García-García, C., Brime-Barrios, A., Arranz-González, J. C., Rodríguez-Gómez, V., Fernández-Naranjo, F., & Alcolea, A. (2021). How to prevent flow failures in tailings dams. *Mine Water and the Environment*, 40(1), 83–112.
- Sarsby, R. W. (2000). *Environmental geotechnics* (2da ed.). ICE Publishing.

- Sadrekarami, A. (2014). Effect of the mode of shear on static liquefaction analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12), Article 04014069.
- Schneider, J. A., & Moss, R. E. S. (2011). Linking cyclic stress and cyclic strain-based methods for assessment of cyclic liquefaction triggering in sands. *Geotechnique Letters*. Institute of Civil Engineers, UK.
- Shaker, A. A., Dafalla, M., Al-Mahbashi, A. M., & Al-Shamrani, M. A. (2022). Predicting hydraulic conductivity for flexible wall conditions using rigid wall permeameter. *Water*, 14(3), Article 286.
- Sillers, W. S. (1996). *Mathematical representation of the soil-water characteristic curve* [Tesis de maestría, University of Saskatchewan]. Saskatoon, Saskatchewan, Canadá.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11–26.
- Spitz, K., & Moreno, J. (1996). *A practical guide to groundwater and solute transport modeling*. John Wiley & Sons.
- Stark, T. D., Moya, L., & Lin, J. (2022). Rates and causes of tailings dam failures. *Advances in Civil Engineering*, 2022. <https://doi.org/10.1155/2022/7895880>
- Świdziński, W., & Smyczyński, M. (2022). Modelling of static liquefaction of partially saturated non-cohesive soils. *Applied Sciences*, 12(4), Article 2076.
- Teh, C. I., & Houlsby, G. T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41(1), 17–34.
- Tejada, K., Quispe, S., & Parra, D. (2021). Aplicaciones del ensayo de tomografía eléctrica a problemas de la ingeniería geotécnica en la minería. *Revista Rumbo Minero*. <https://www.rumbominero.com/revista/articulos-tecnicos/aplicaciones-del-ensayo-de-tomografia-electrica-problemas-de-la-ingenieria-geotecnica-en-la-mineria/>
- Torrez-Cruz, L. A., & O'Donovan, C. (2022). SkySat imagery of the Jagersfontein/Charlesville failure on 2022/09/11 at 6 AM. Imagen adquirida

el 2022/09/12 a las 6 AM. Planet Labs PBC, University of the Witwatersrand School of Civil and Environmental Engineering, Sudáfrica.

Tschuschke, W., Gogolik, S., Wróżyńska, M., Kroll, M., & Stefanek, P. (2020). The application of the seismic cone penetration test (SCPTU) in tailings water conditions monitoring. *Water*, 12(3), Article 737.

Tuller, M., & Or, D. (2004). Retention of water in soil and the soil-water characteristic curve. En *Encyclopedia of Soils in the Environment* (Vol. 4, pp. 278–289). Elsevier.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892–898.

Vick, S. G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. BiTech Publishers Ltd.

Wang, F. Y., Dong, L. J., & Xu, Z. S. (2011). Phreatic line predicted method-based SVM for stability analysis of tailing dam. *Applied Mechanics and Materials*, 44, 3398–3402.

Wang, J. H., & Huang, N. (2006). Reliability analysis of stability for unsaturated loess slopes under the condition of rainfall infiltration. *Water Power*, 32(10), 38–40.

Wentzinger, B., & Armstrong, C. (2018). Lessons learnt in geotechnical investigation and stability analysis for upstream tailings storage facility raise design. En *Proceedings Mine Waste and Tailings Stewardship Conference 2018* (pp. 333–348). The Australasian Institute of Mining and Metallurgy.

Witt, K. J., Schönhardt, M., Saarela, J., Frilander, C. E. R., Csicsak, J., Csővari, M., Várhegyi, A., Georgescu, D., Rădulescu, D. C., Zlăgnea, D. M., & Engels, J. (2004). *Tailings management facilities: Risks and reliability* (Report of the European RTD Project).

Wroth, C. P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34(4), 449–489.

- Wroth, C. P. (1988). Penetration testing: A more rigorous approach to interpretation. En *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)* (Vol. 1, pp. 303–311).
- Xin, B., Wan, L., Dang, W., Lu, W., & Zhang, X. (2019). Similarity test of rainfall infiltration model for tailings dam slope. En *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 300, No. 2, Article 022140). IOP Publishing.
- Xiong, G. C., Ruan, Y. F., & Yang, J. (2005). Analysis on relation between rainfall and slope stability. *Underground Space*, 1(7), 1017–1020.
- Yeh, H. F., Lee, C. C., & Lee, C. H. (2008). A rainfall-infiltration model for unsaturated soil slope stability. *Sustainable Environment Research*, 18(2), 271–278.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., & Tokimatsu, K. (1989). Liquefaction resistance of a partially saturated sand. *Soils and Foundations*, 29(3), 157–162.
- Zandarín, M. T., Oldecop, L., & Rodríguez, R. (2008). Stability of a tailing dam considering the hydro-mechanical behaviour of tailings and climate factors. En *Unsaturated Soils: Advances in Geoengineering*.
- Zandarín, M. T., Oldecop, L. A., Rodríguez, R., & Zabala, F. (2009). The role of capillary water in the stability of tailing dams. *Engineering Geology*, 105(1–2), 108–118.
- Zapata, C. E., Houston, W. N., Houston, S. L., & Walsh, K. D. (2000). Soil–water characteristic curve variability. En *Advances in Unsaturated Geotechnics* (pp. 84–124).
- Zepeda Garrido, J. A. (2004). *Mecánica de suelos no saturados*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Universidad Autónoma de Querétaro, 34–37.

ANEXOS

Anexo A: Registro de piezómetros.....	172
Anexo B: Procesamiento de ensayos de piezocono.....	177
Anexo C: Resultados del análisis de infiltración.....	210
Anexo D: Resultados del análisis de estabilidad.....	250

ANEXO A: REGISTROS DE PIEZÓMETROS

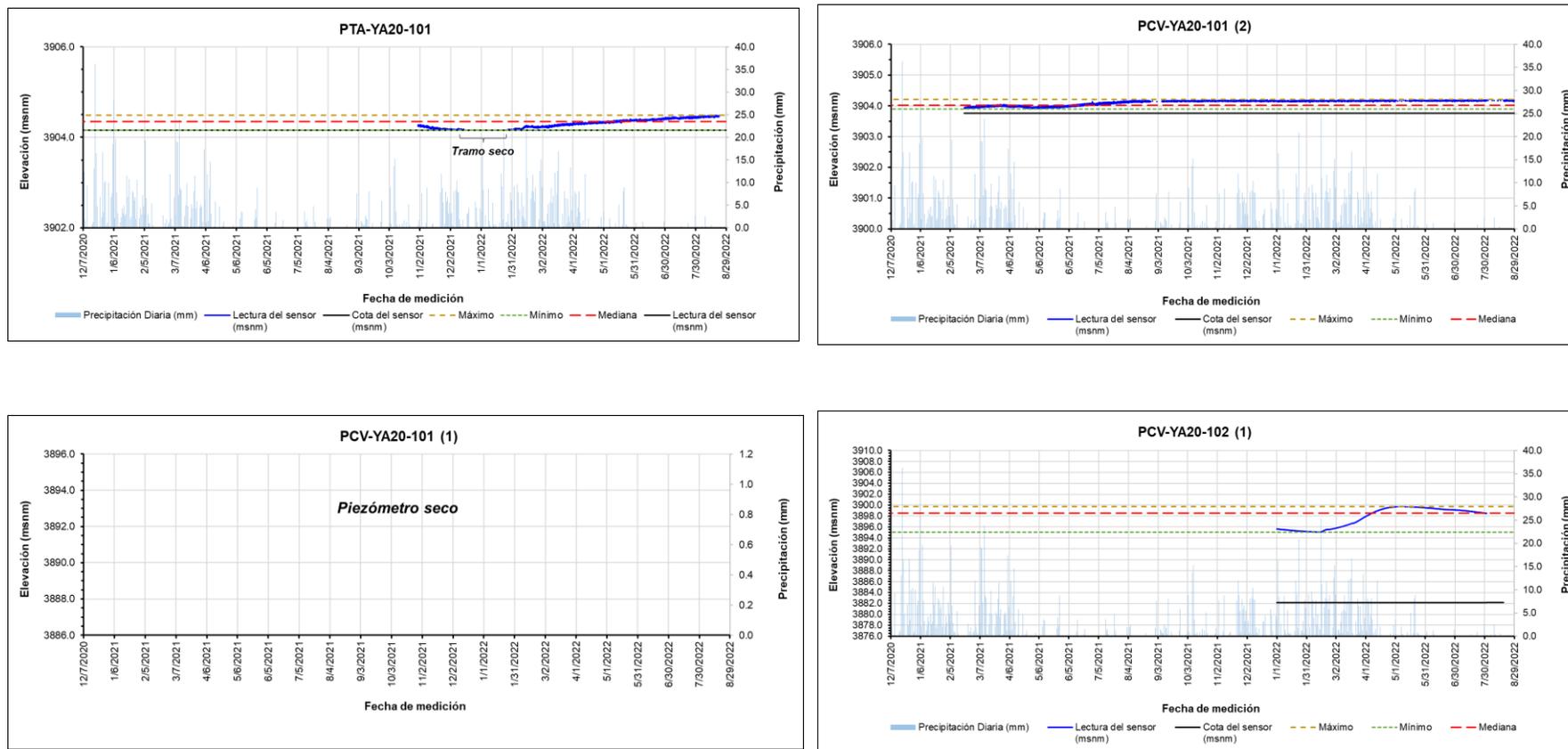


Figura A.1 Hidrograma de los piezómetros PTA-YA20-101, PCV-YA20-101 (1), PCV-YA20-101 (2) y PCV-YA20-102 (1)

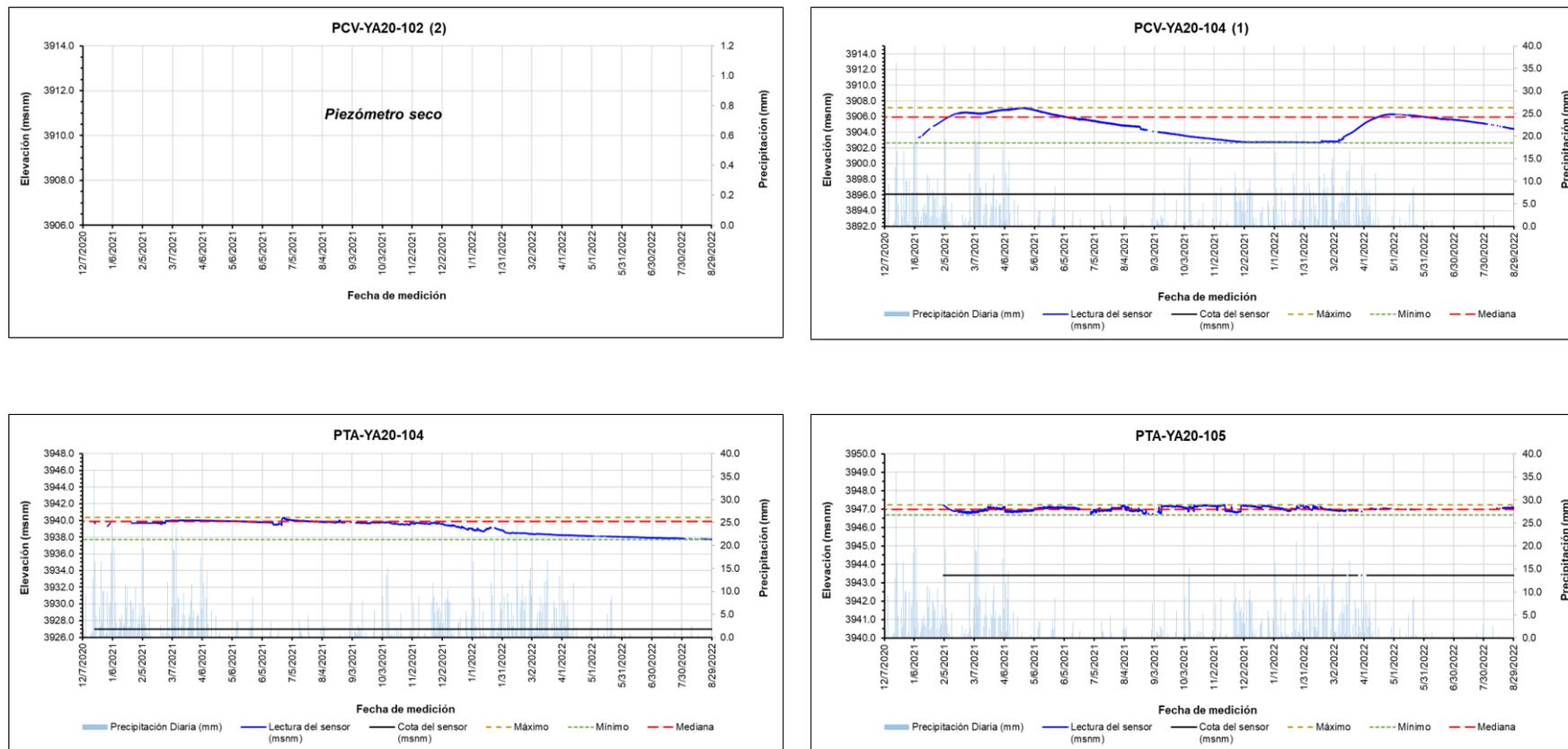


Figura A.2 Hidrograma de los piezómetros PCV-YA20-102 (2), PTA-YA20-104, PCV-YA20-104 (1) y PTA-YA20-105

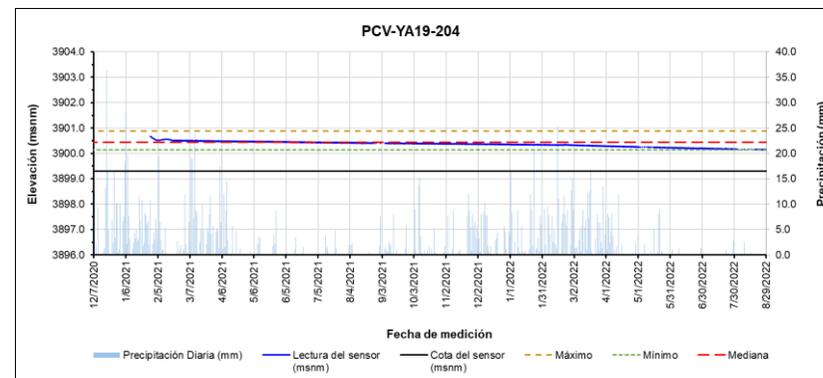
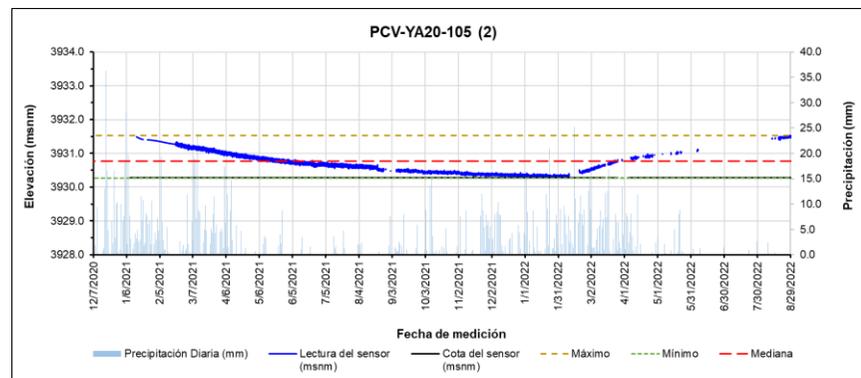
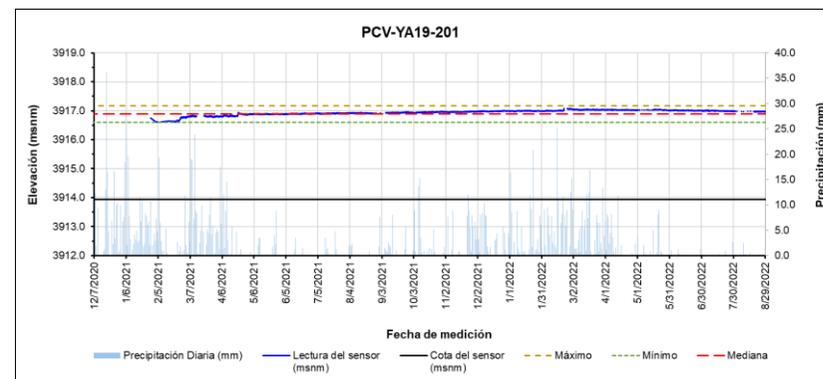
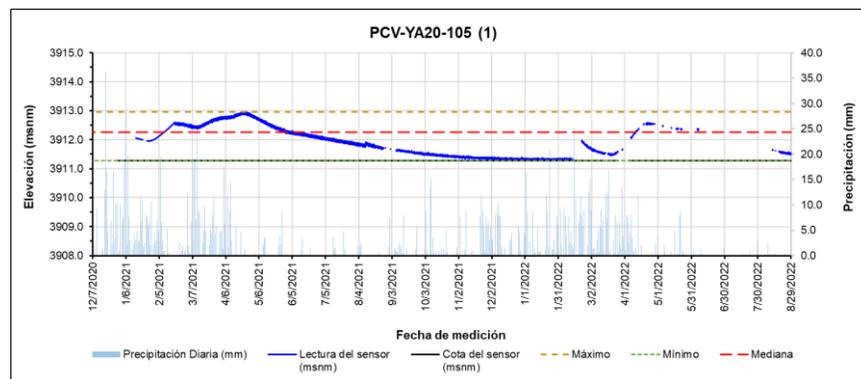


Figura A.3 Hidrograma de los piezómetros PCV-YA20-105 (1), PCV-YA19-105 (2), PCV-YA19-201 y PCV-YA19-204

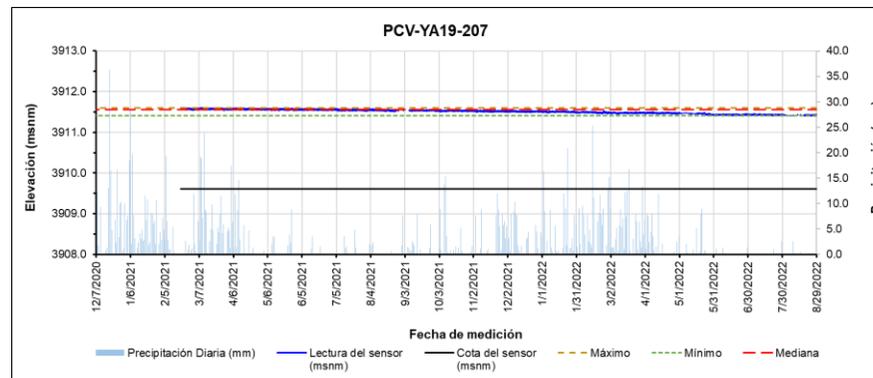
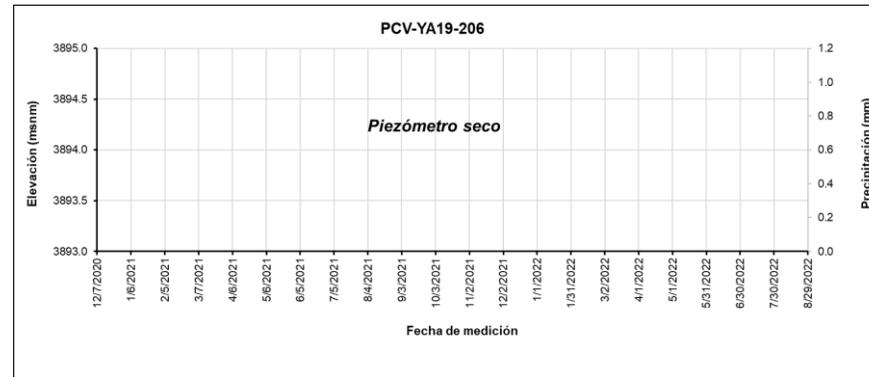


Figura A.4 Hidrograma de los piezómetros PCV-YA19-206 y PCV-YA19-207

ANEXO B: PROCESAMIENTO DE ENSAYOS DE PIEZOCONO

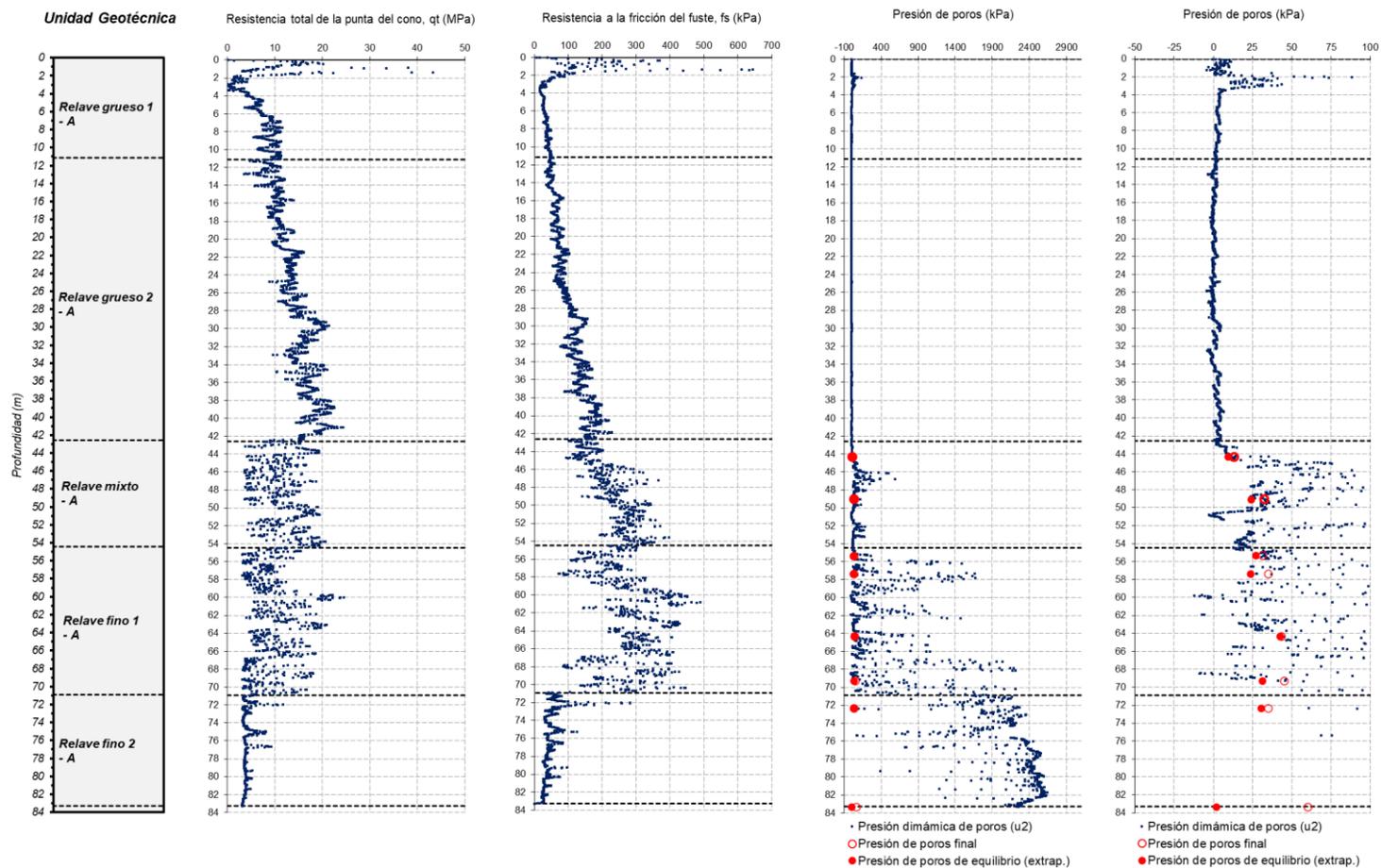


Figura B.1 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-201

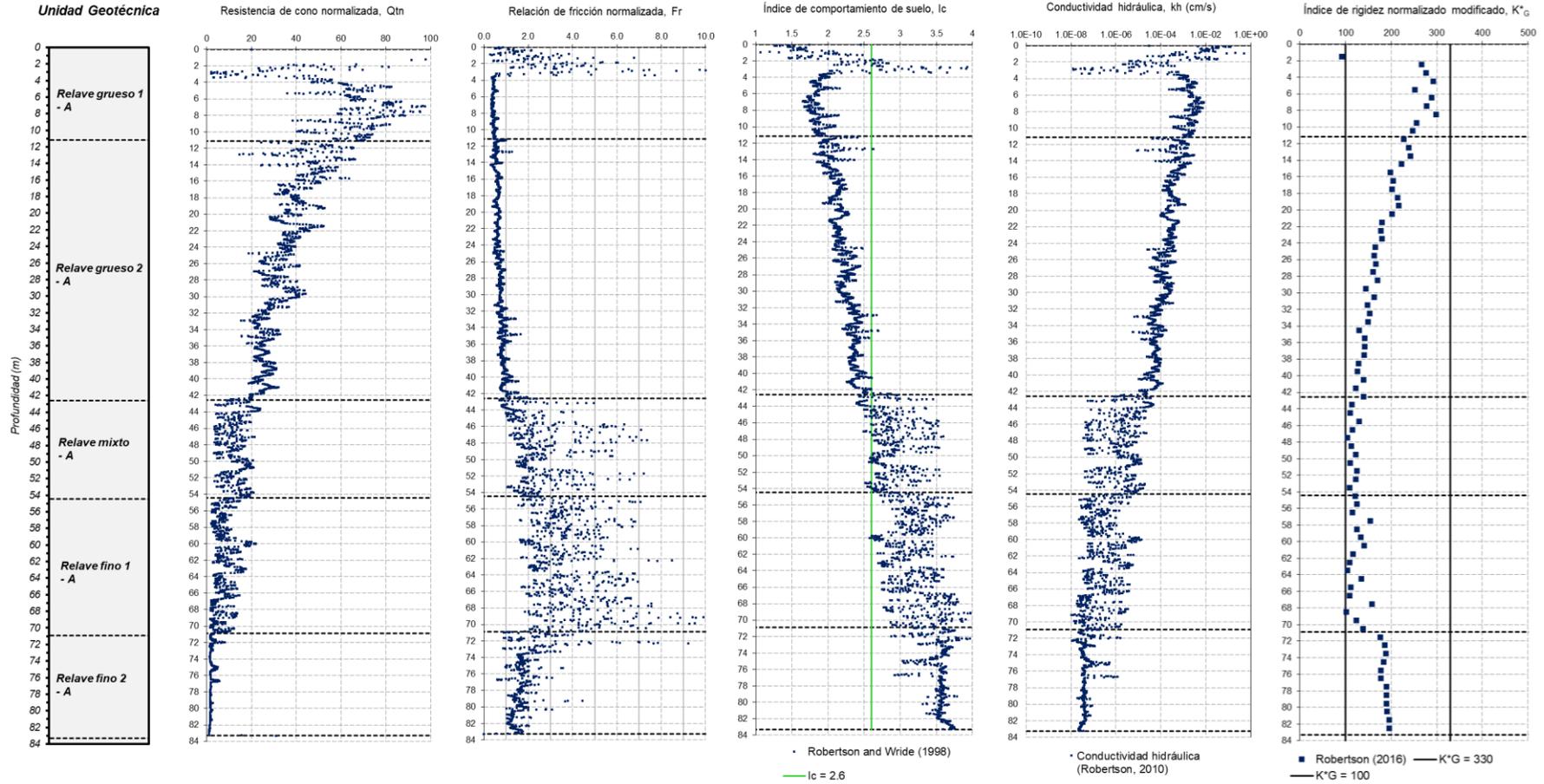


Figura B.2 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-YA19-201

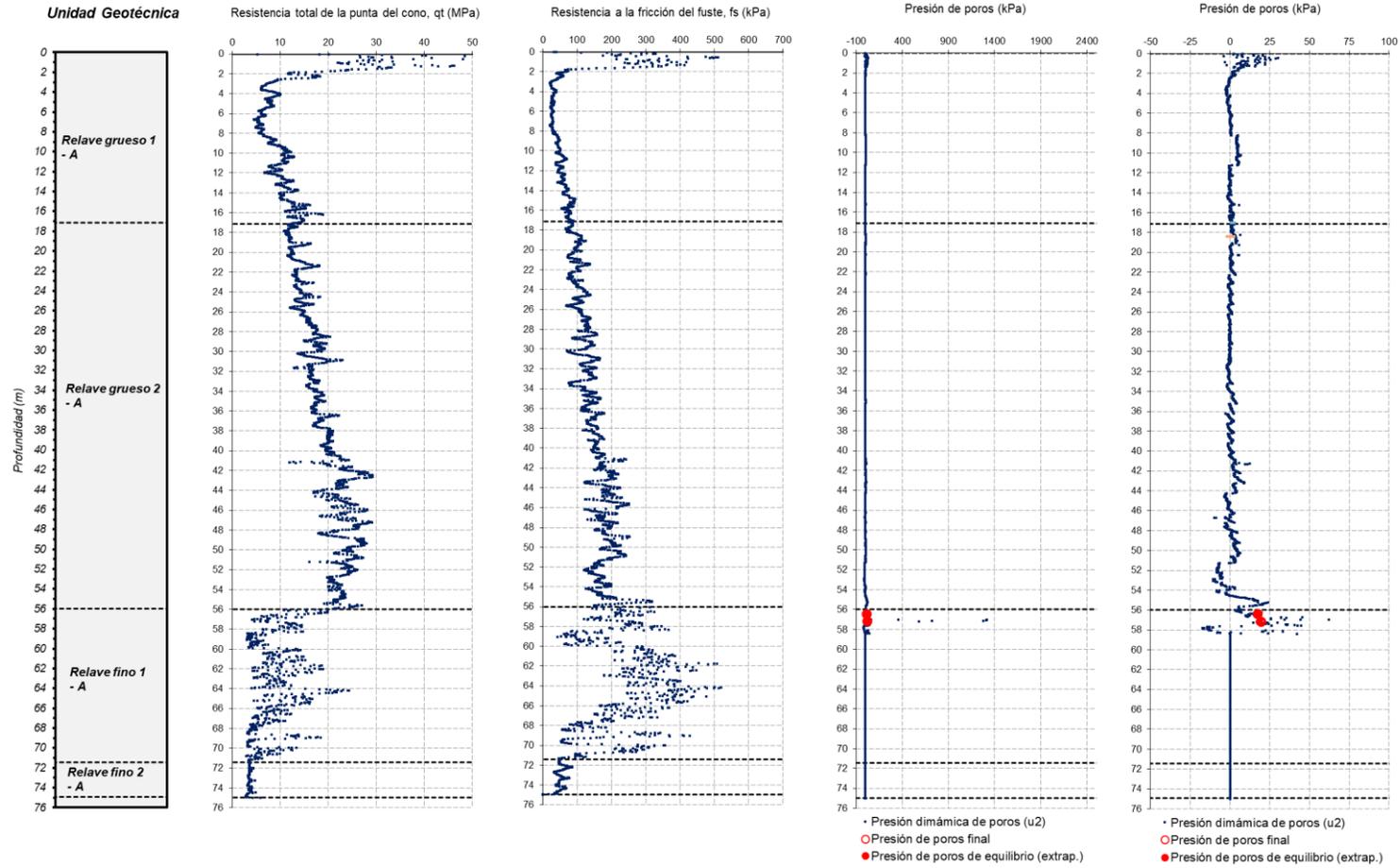


Figura B.3 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-202

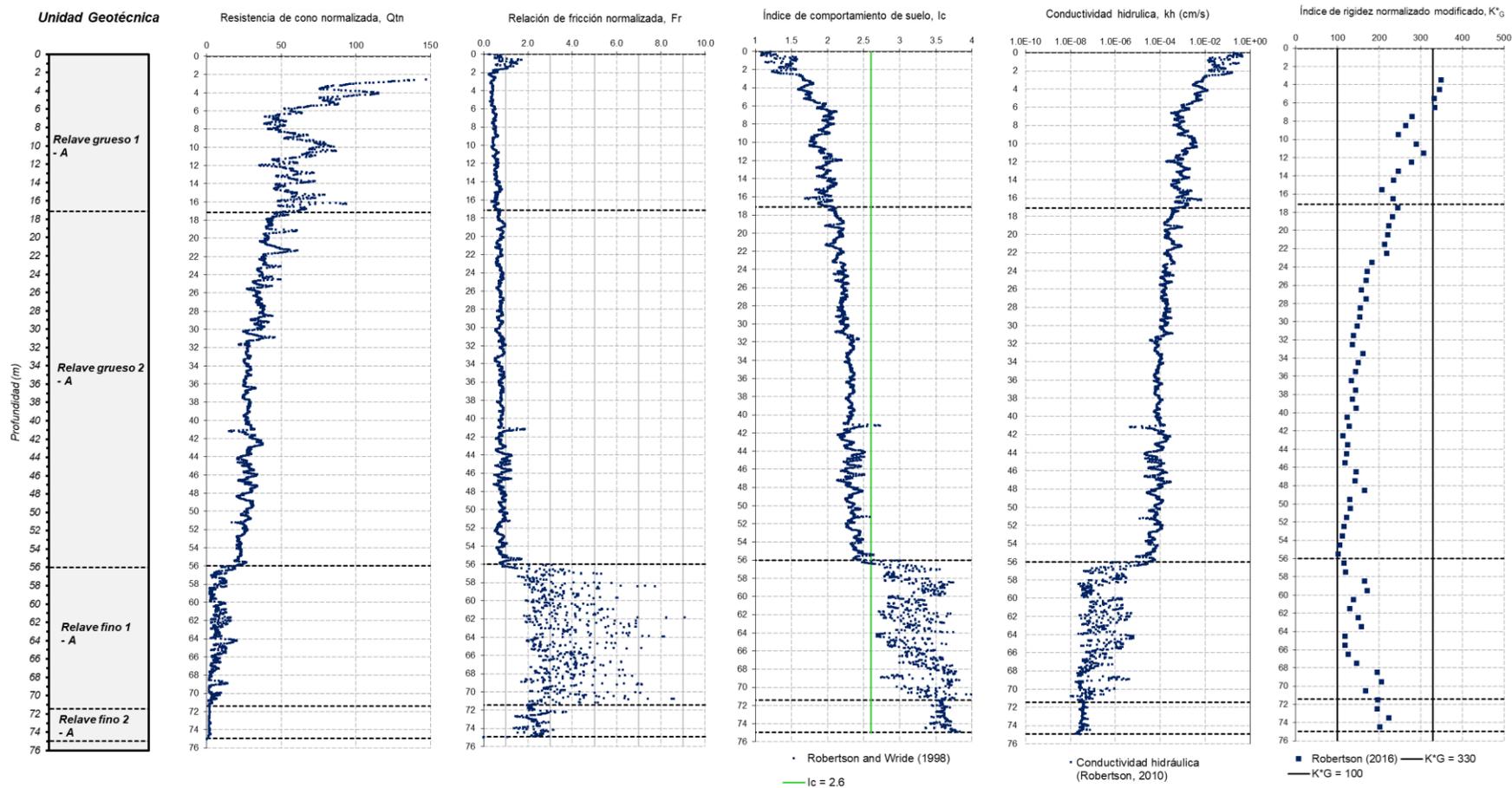


Figura B.4 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-YA19-202

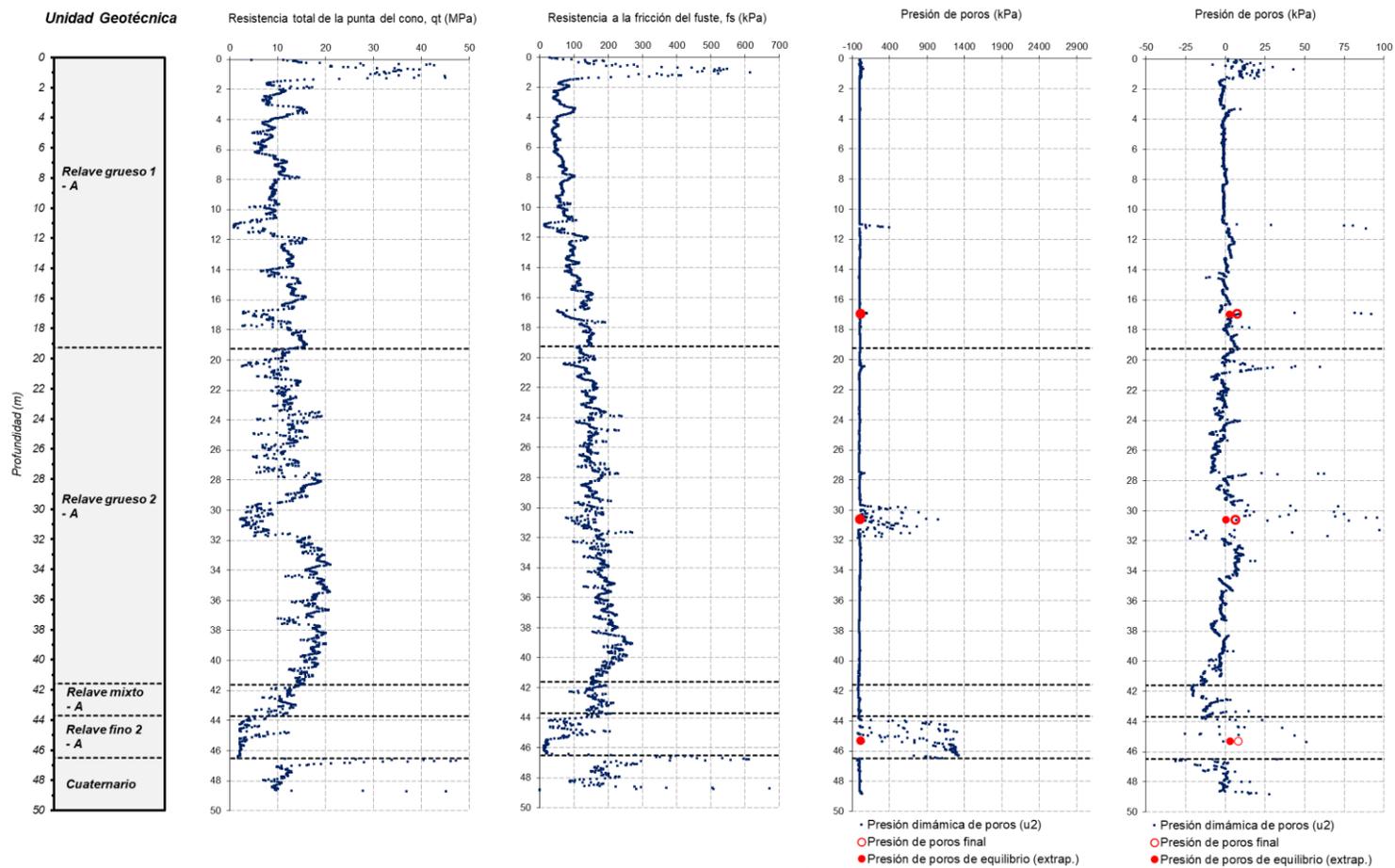


Figura B.5 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-203

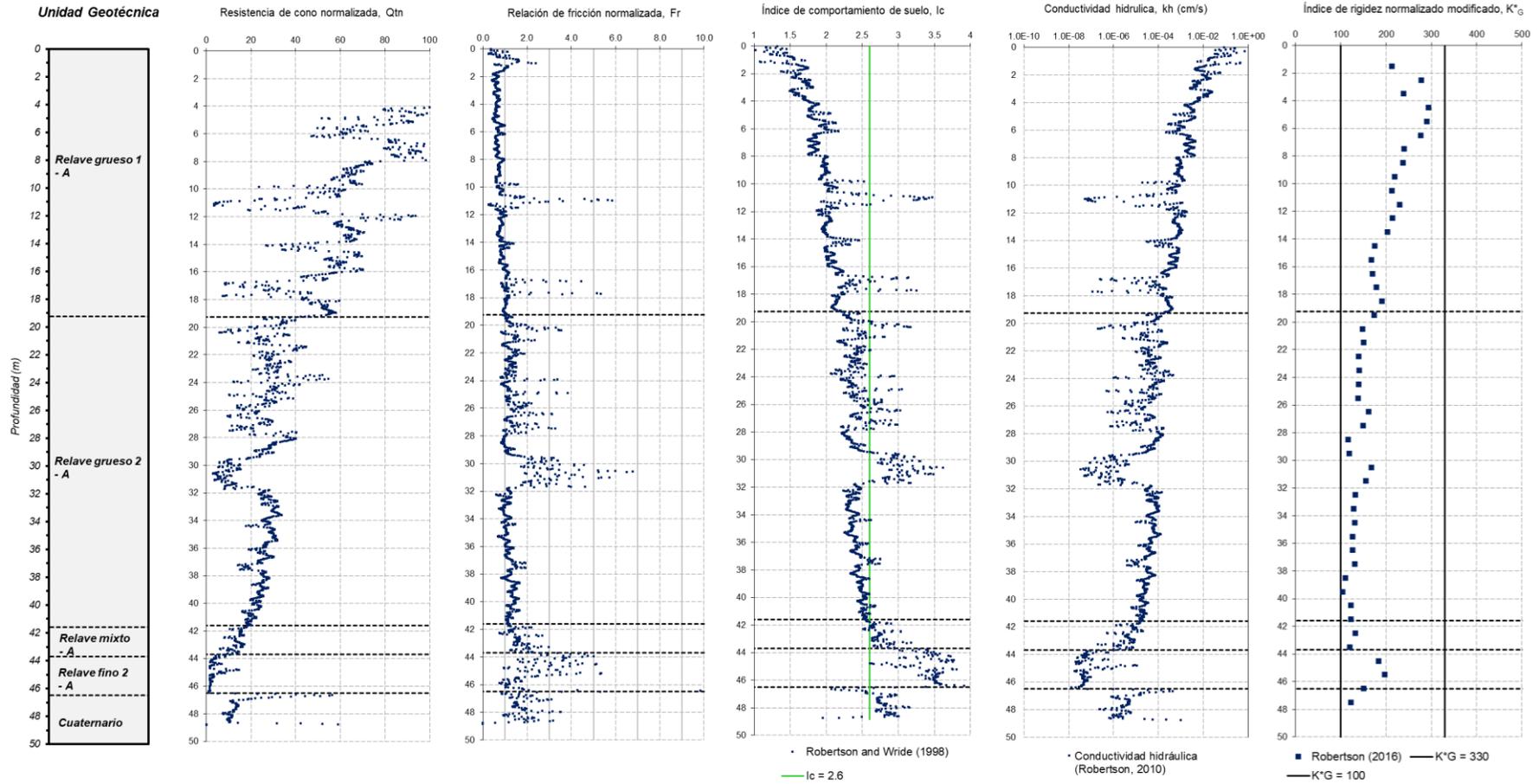


Figura B.6 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K^*_G obtenidos en el SCPTu-YA19-203

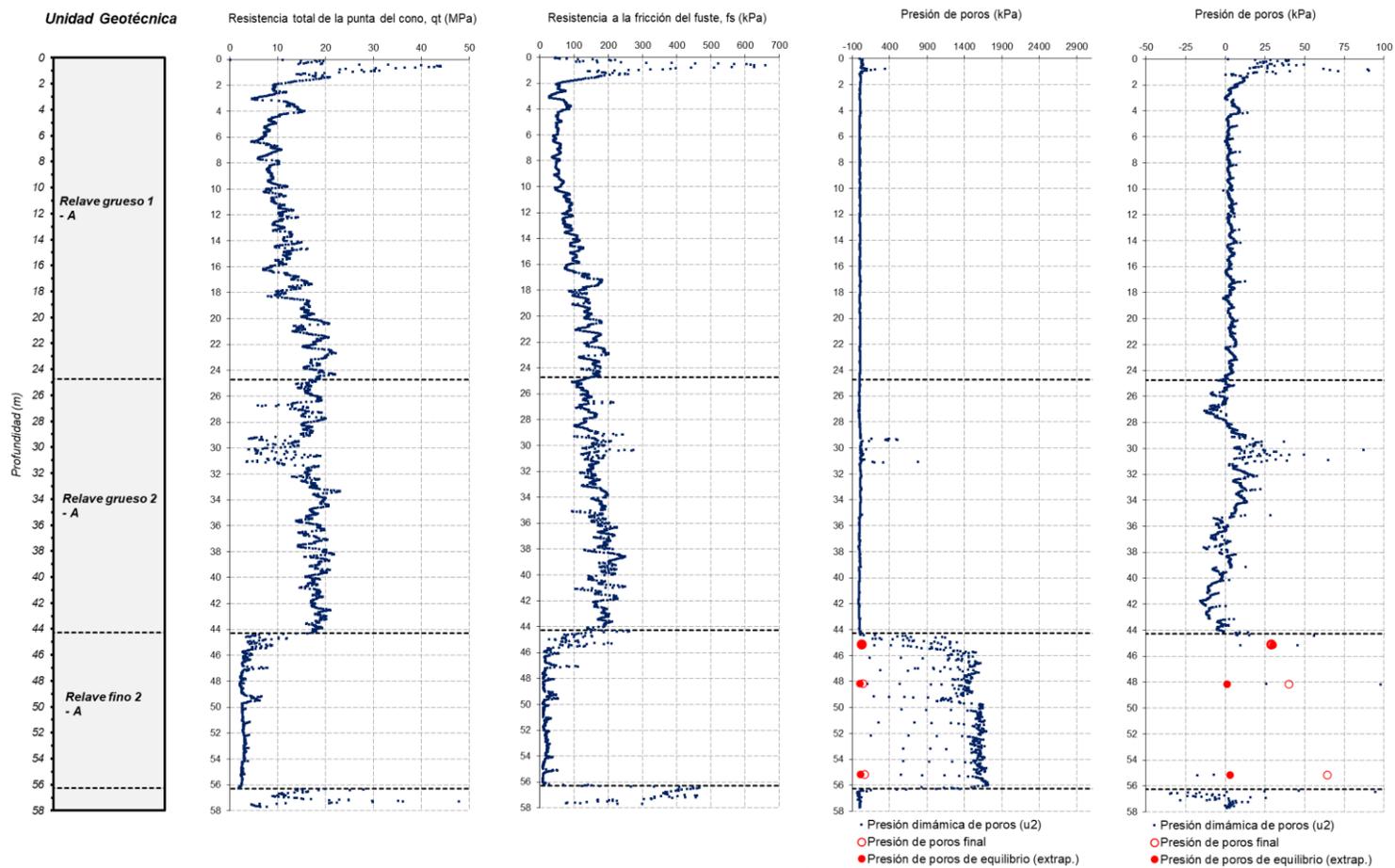


Figura B.7 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-204

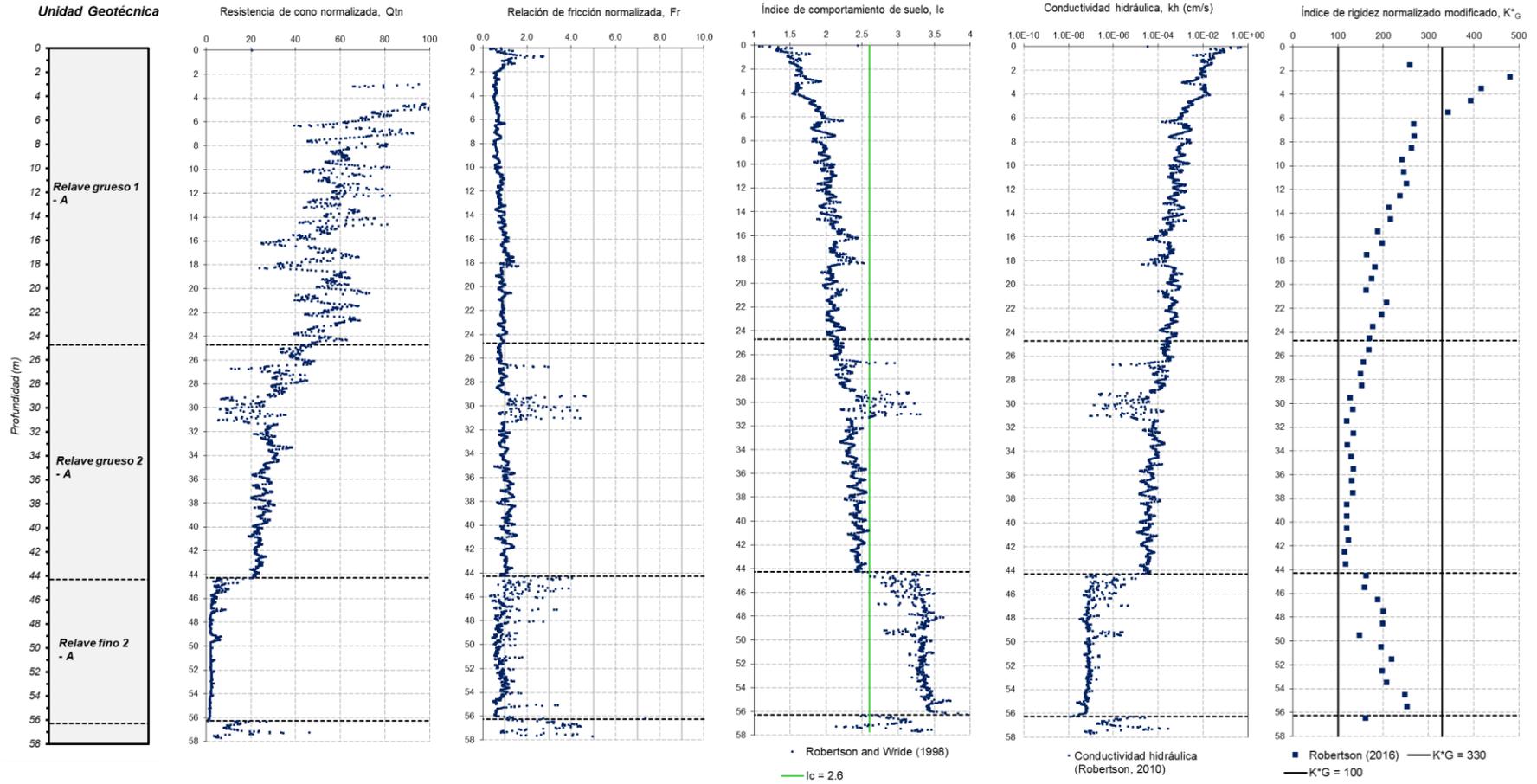


Figura B.8 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K^*_G obtenidos en el SCPTu-YA19-204

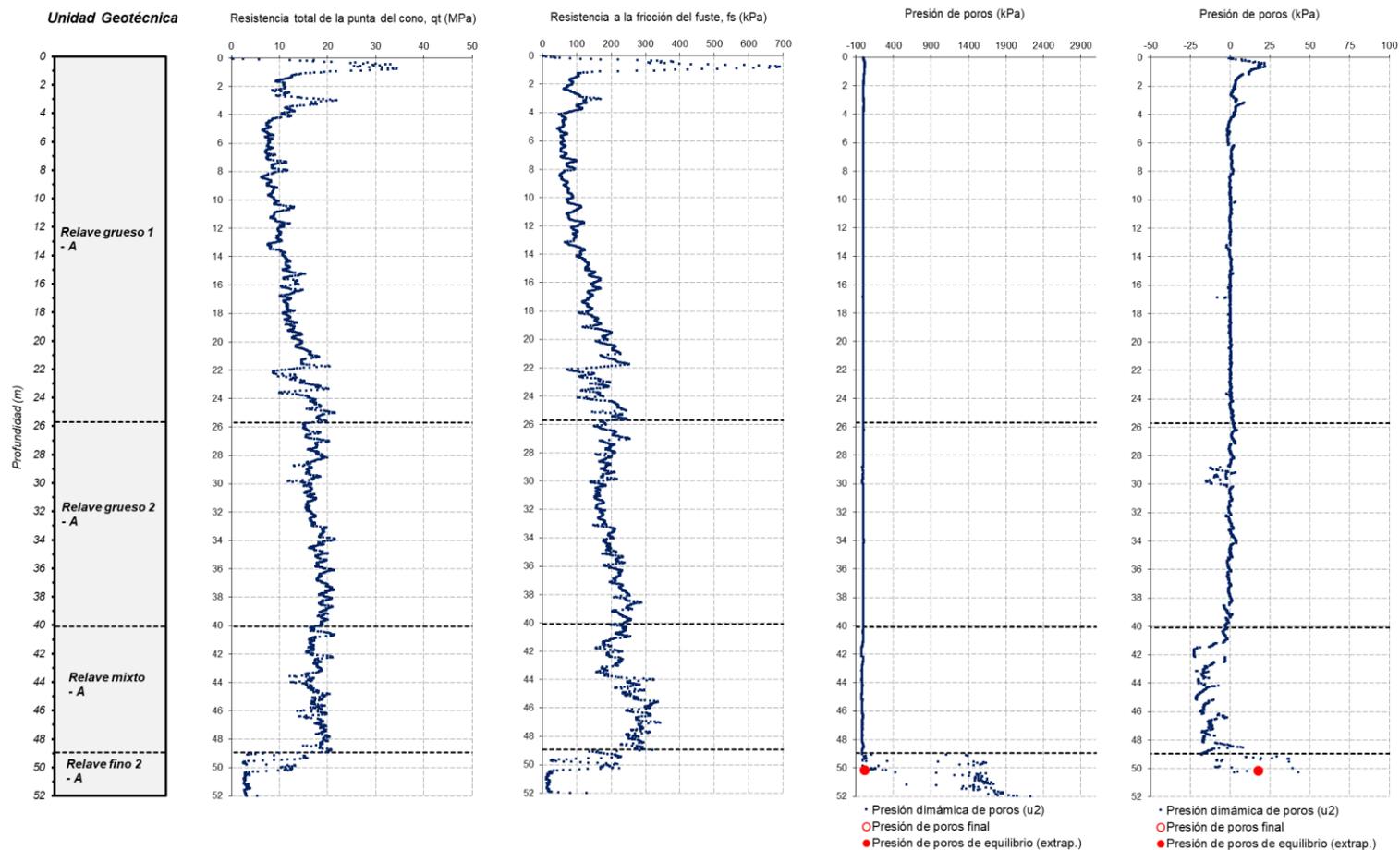


Figura B.9 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-205

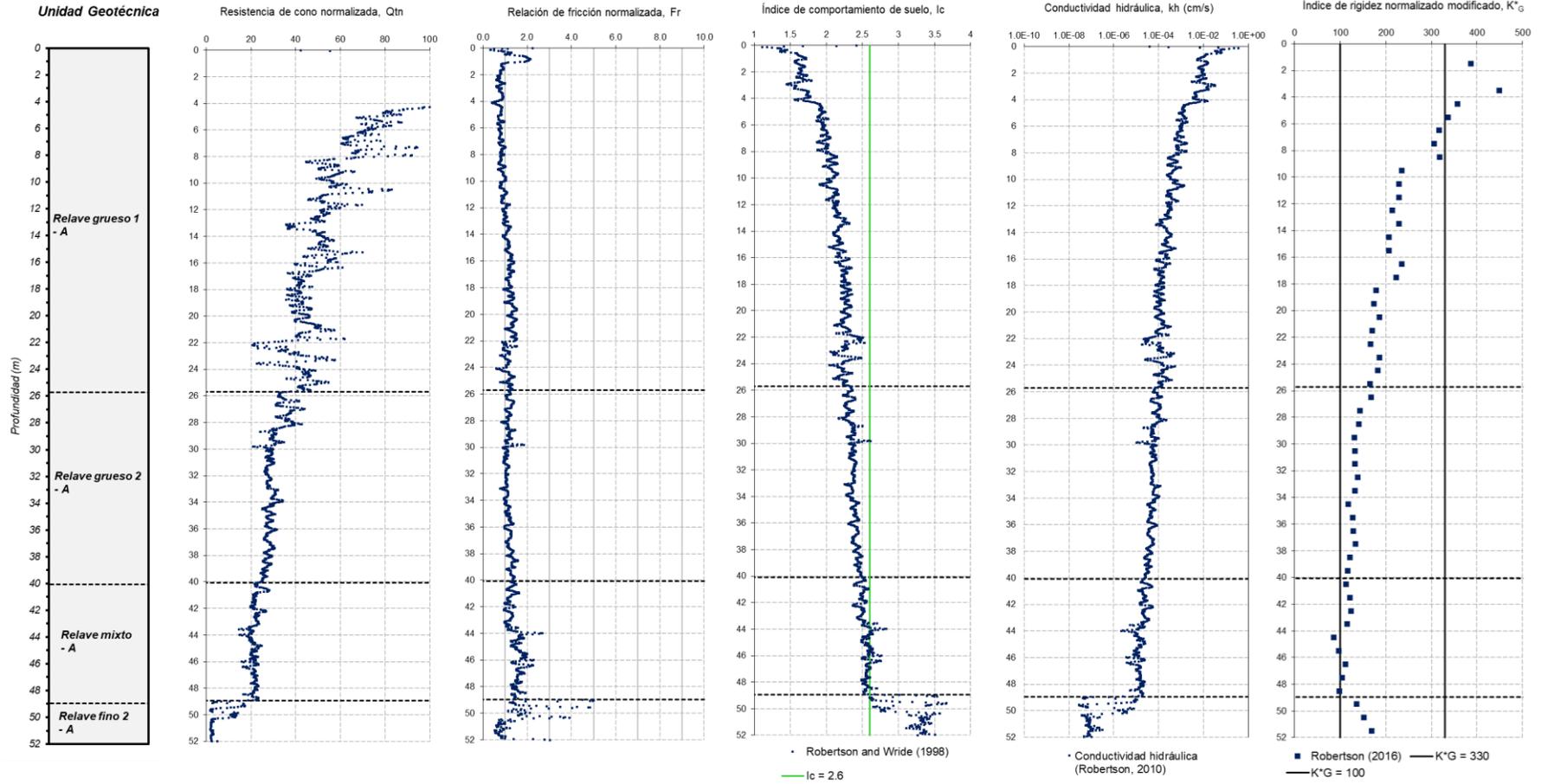


Figura B.10 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K^*_G obtenidos en el SCPTu-YA19-205

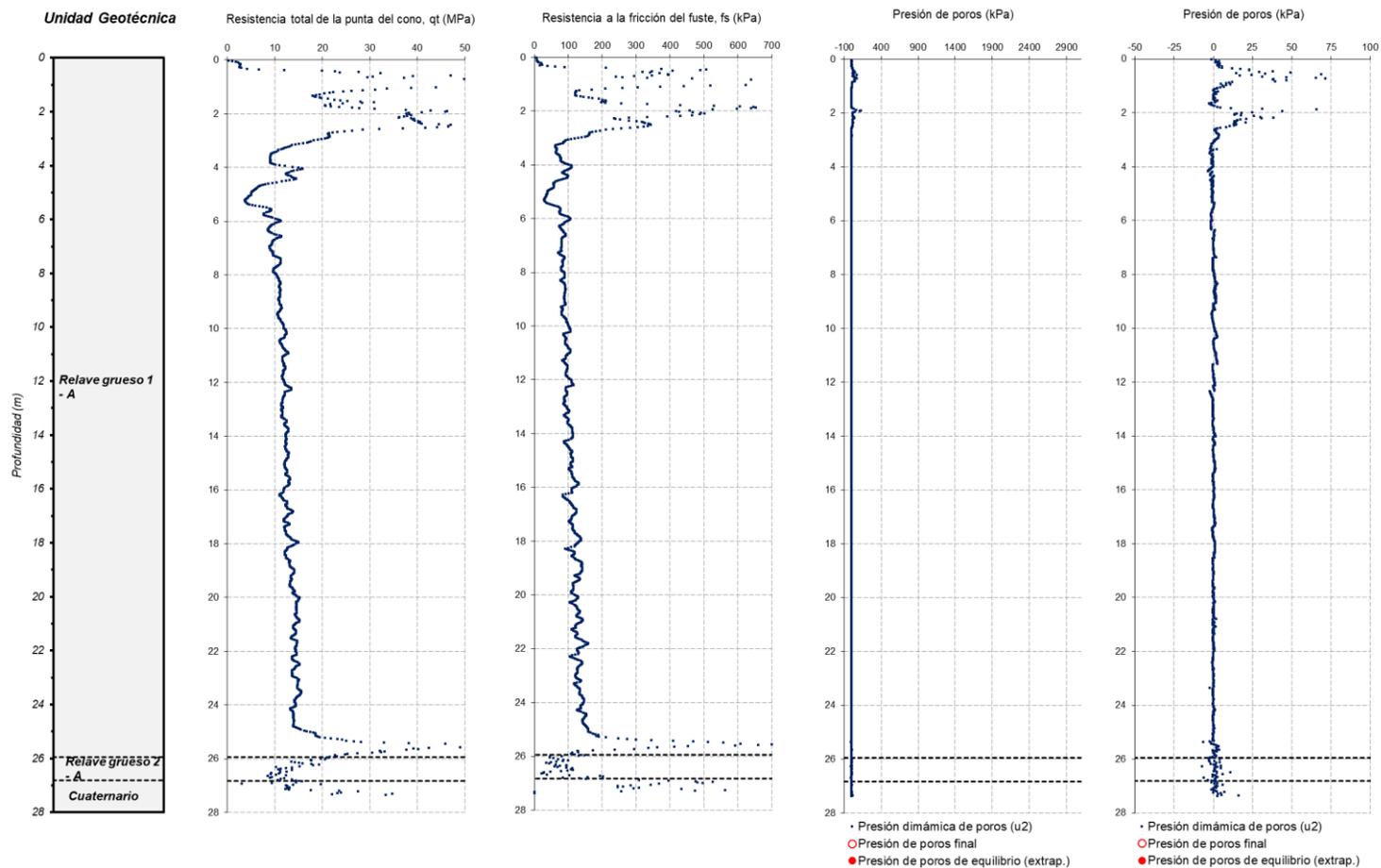


Figura B.11 Valores de Q_{cn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-YA19-206

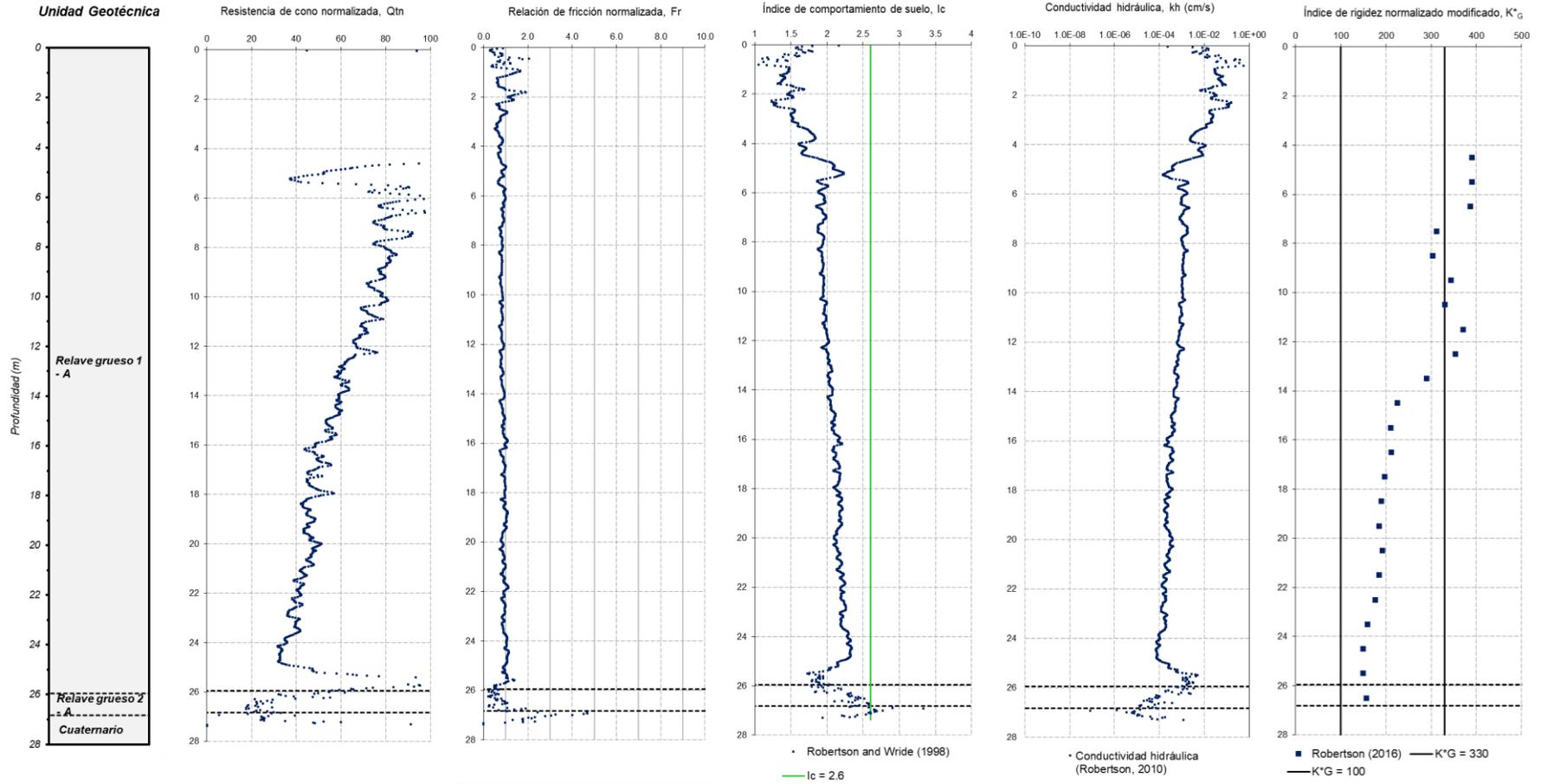


Figura B.12 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-YA19-206

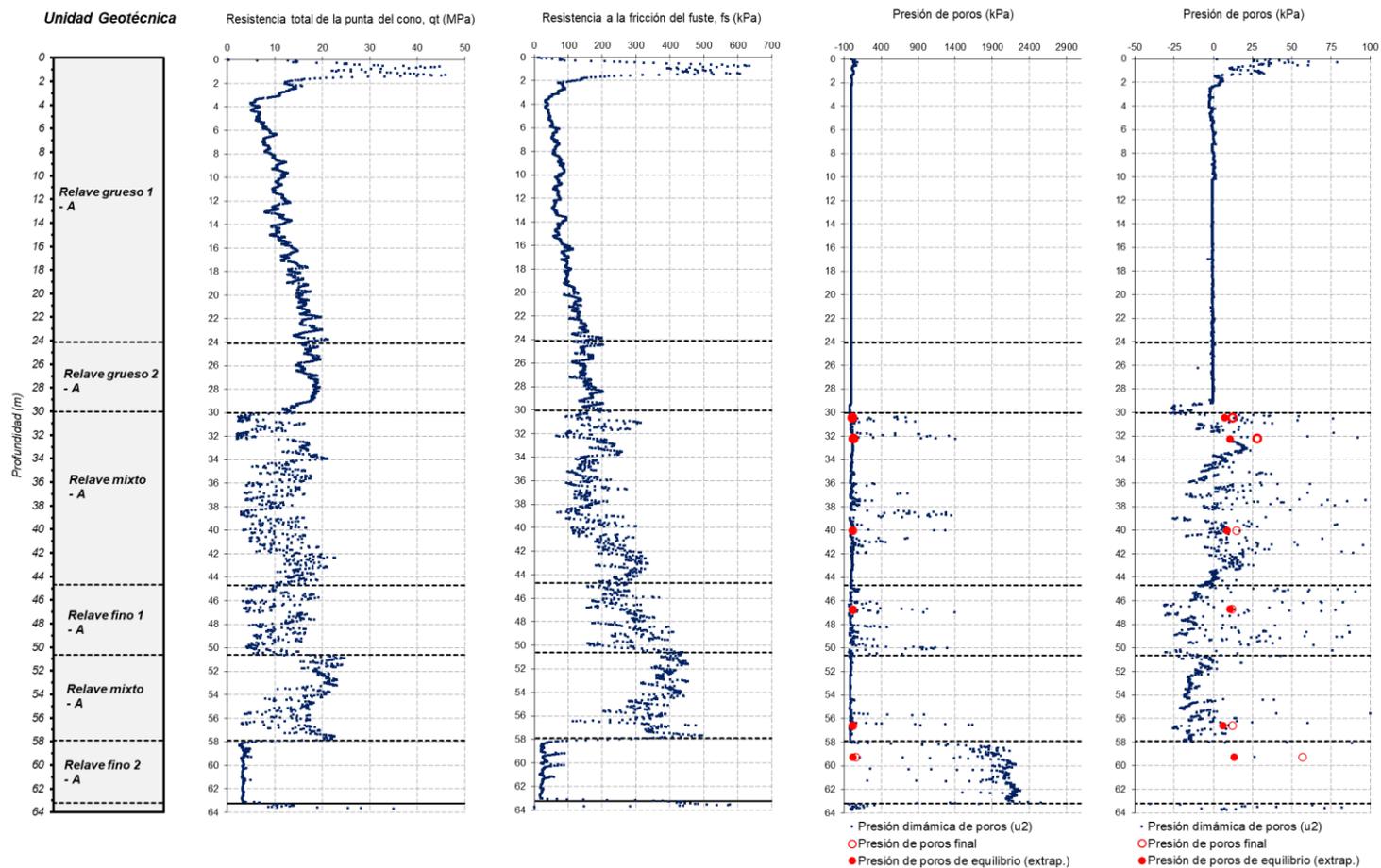


Figura B.13 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-YA19-207

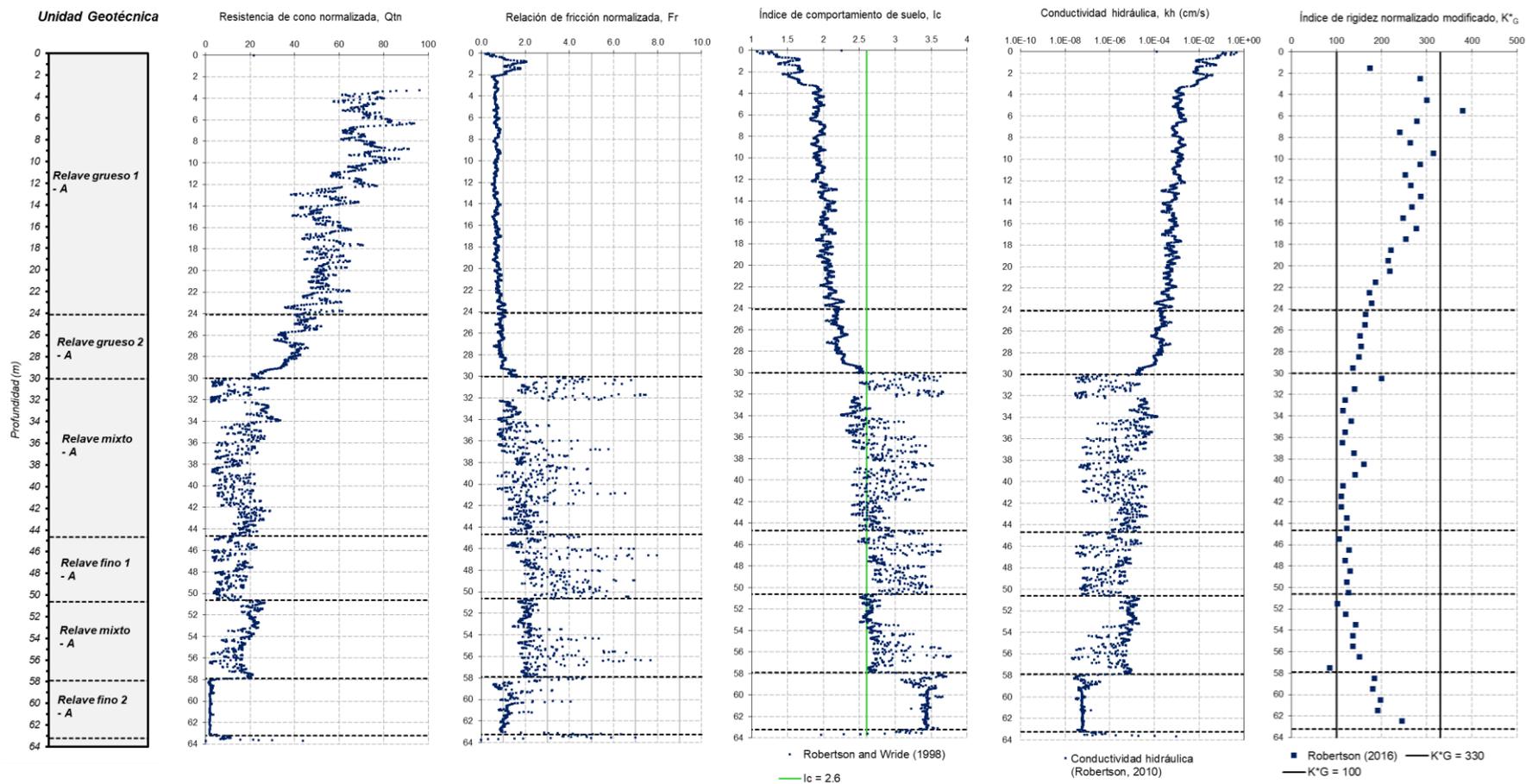


Figura B.14 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K^*_G obtenidos en el SCPTu-YA19-207

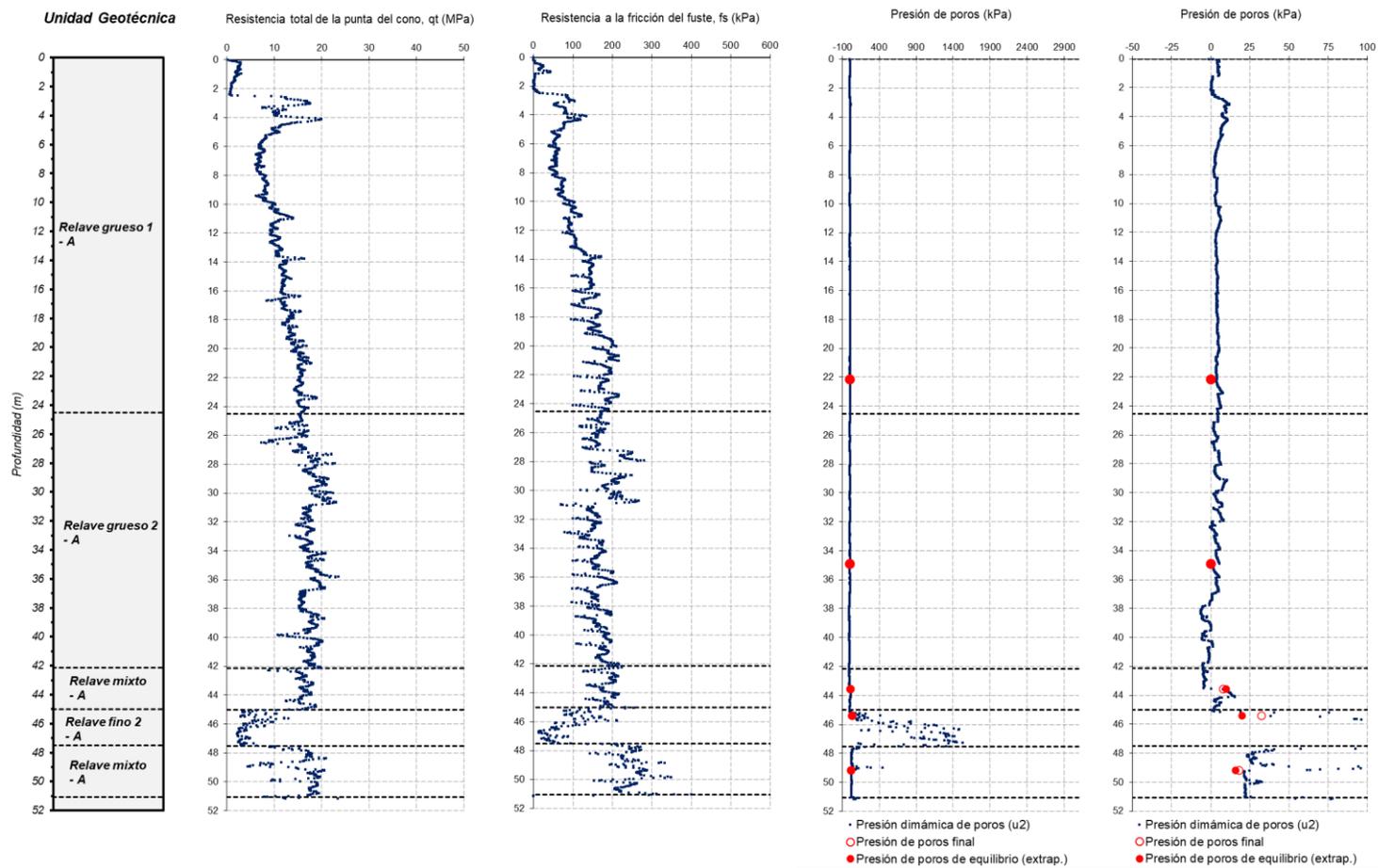


Figura B.15 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-22-101

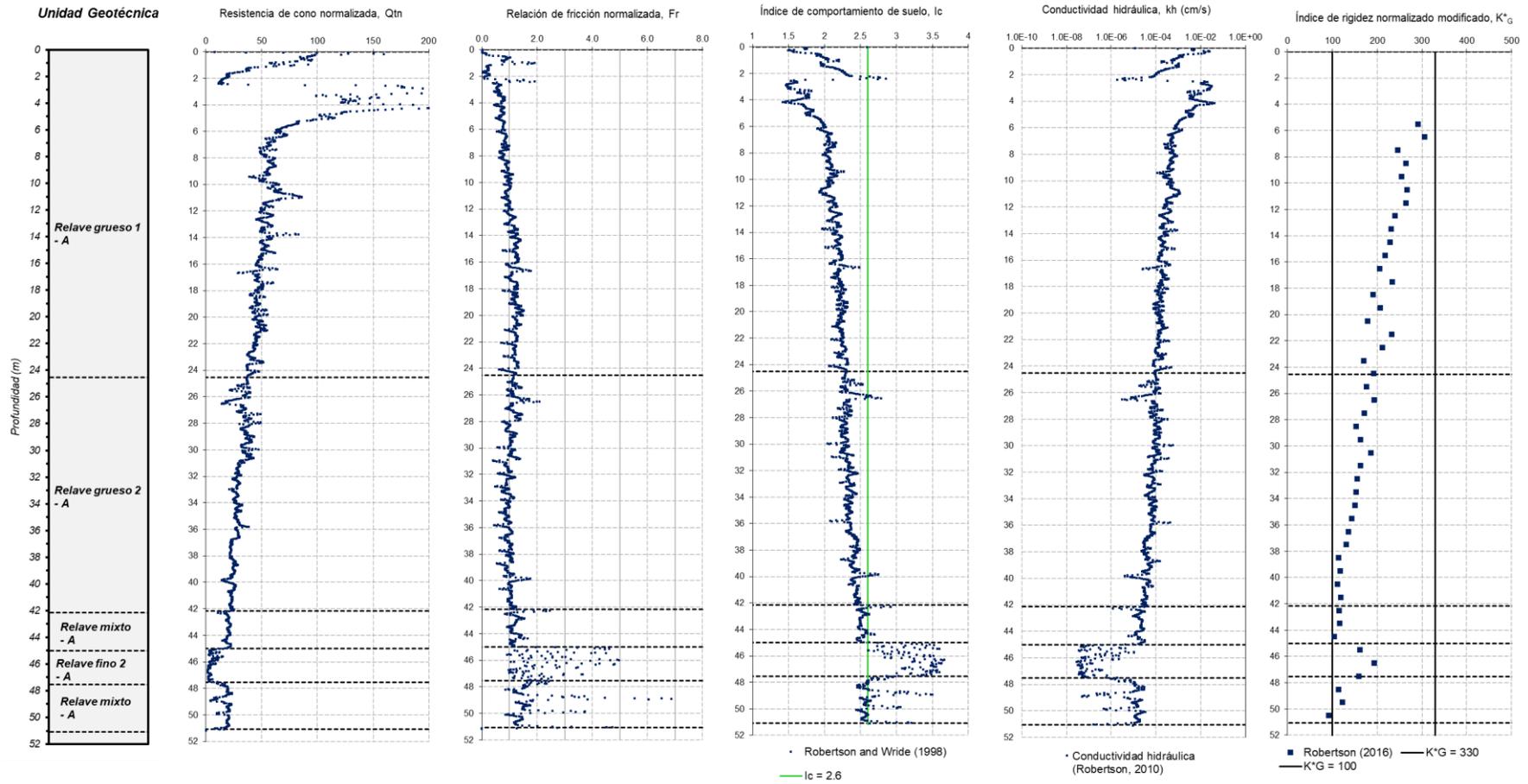


Figura B.16 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-22-101

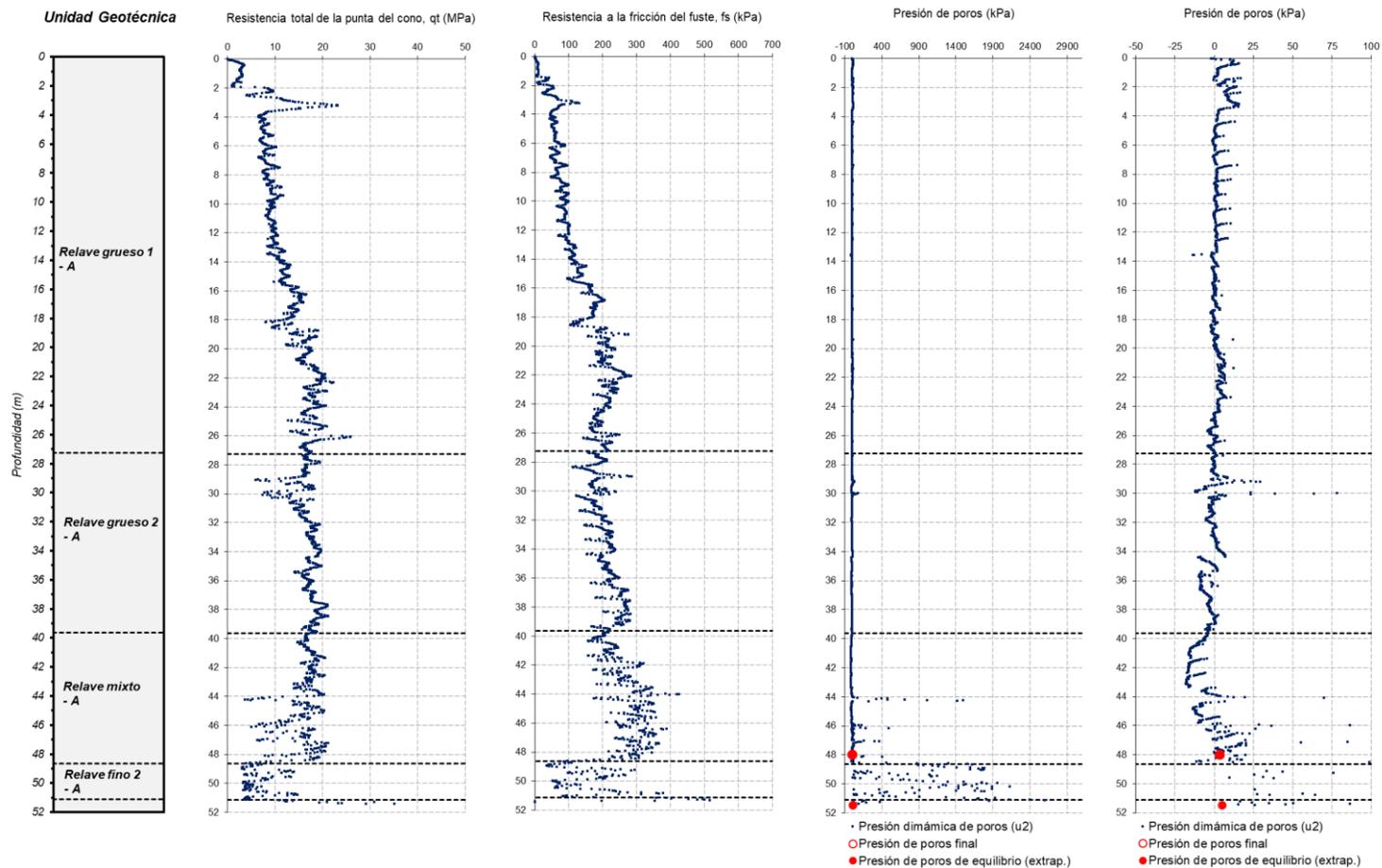


Figura B.17 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-22-102

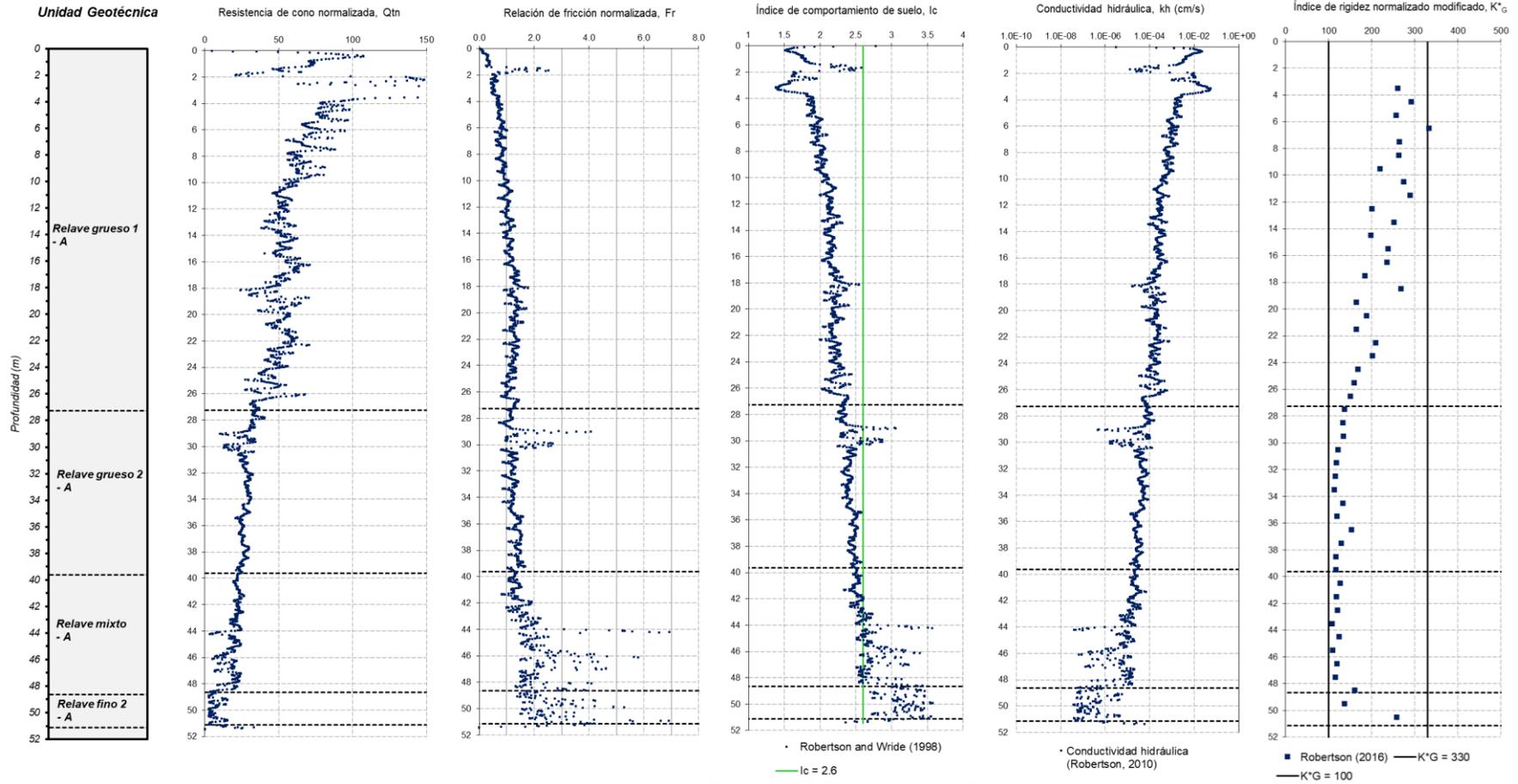


Figura B.18 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-22-102

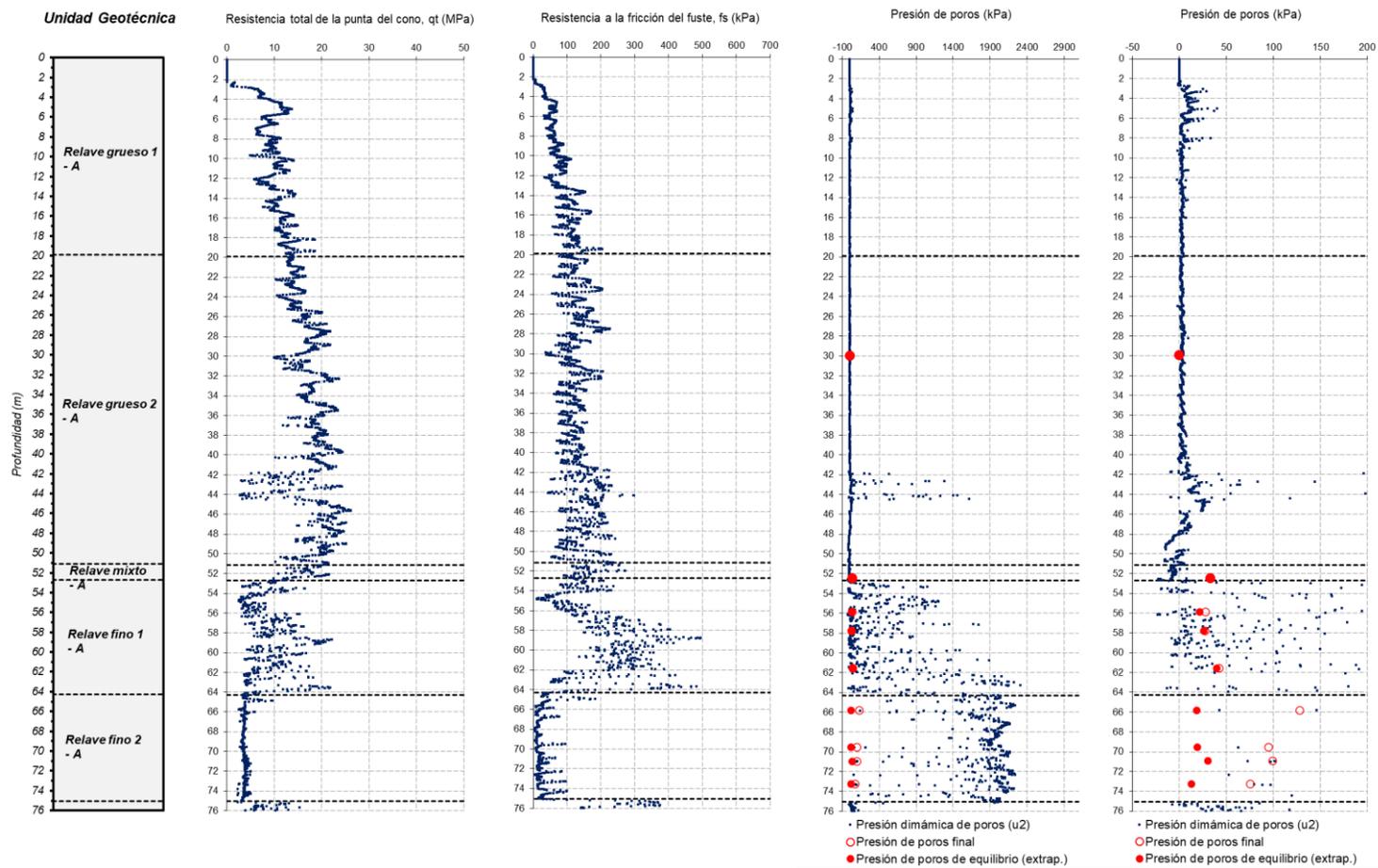


Figura B.19 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-22-103

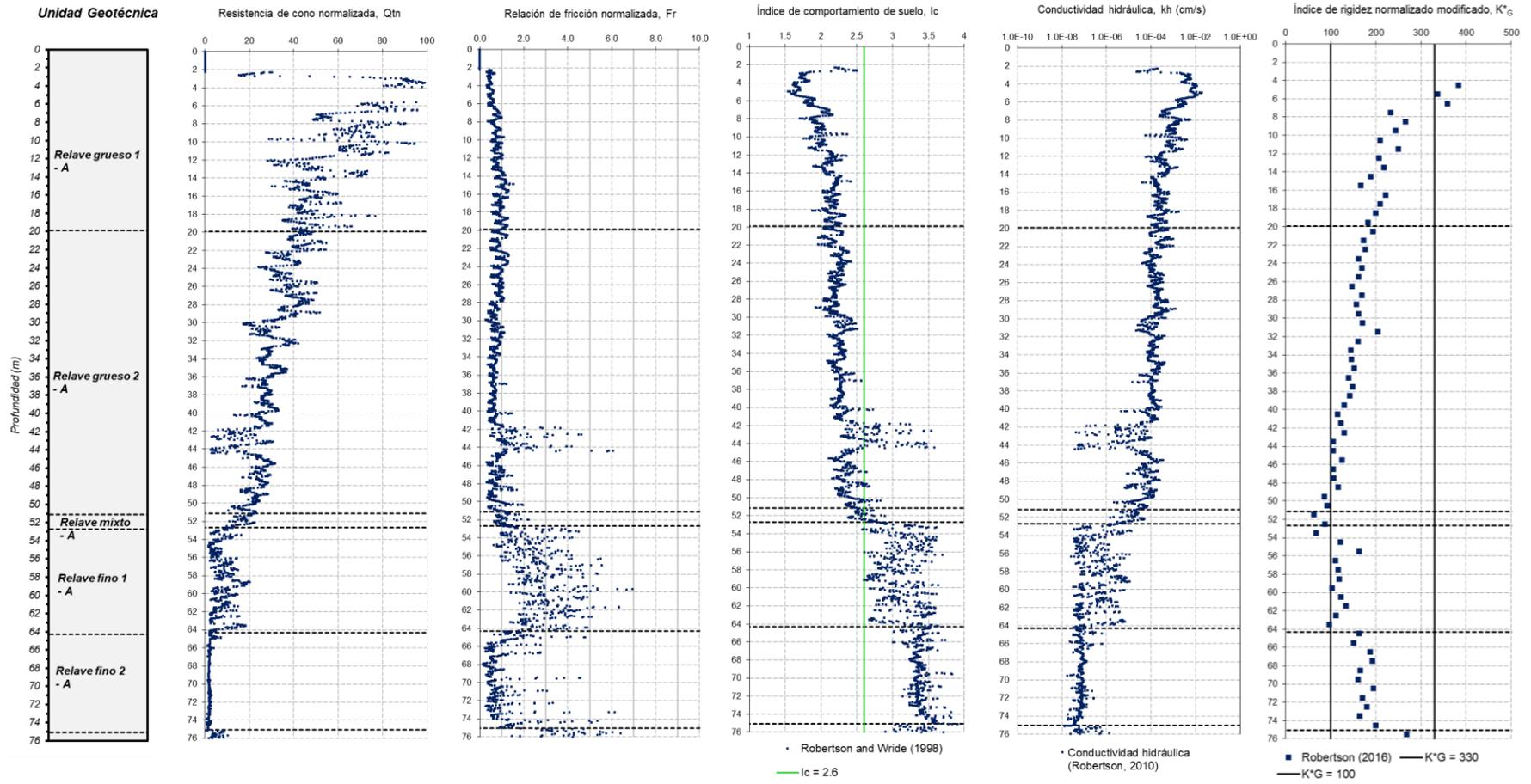


Figura B.20 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-22-103

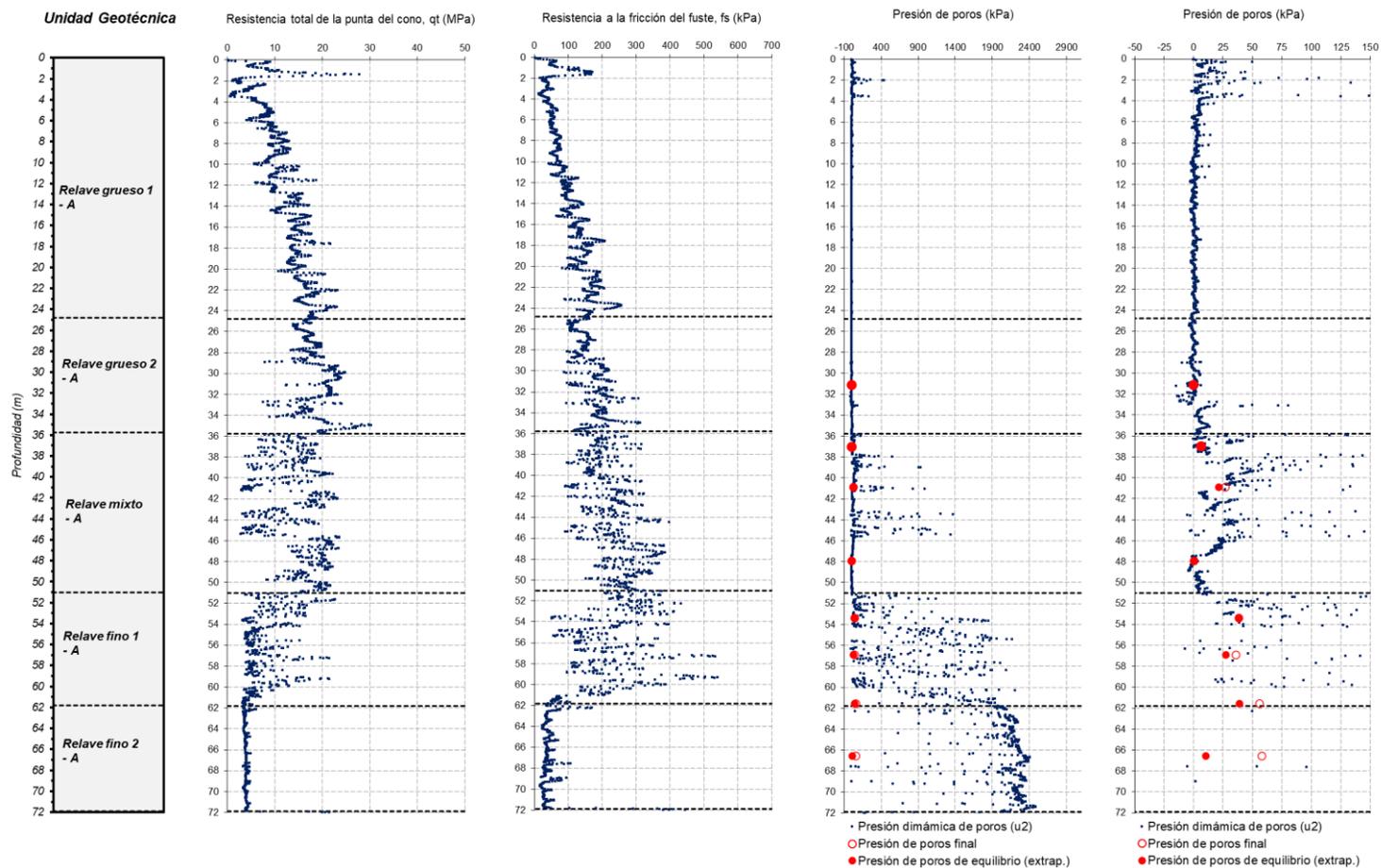


Figura B.21 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-22-104

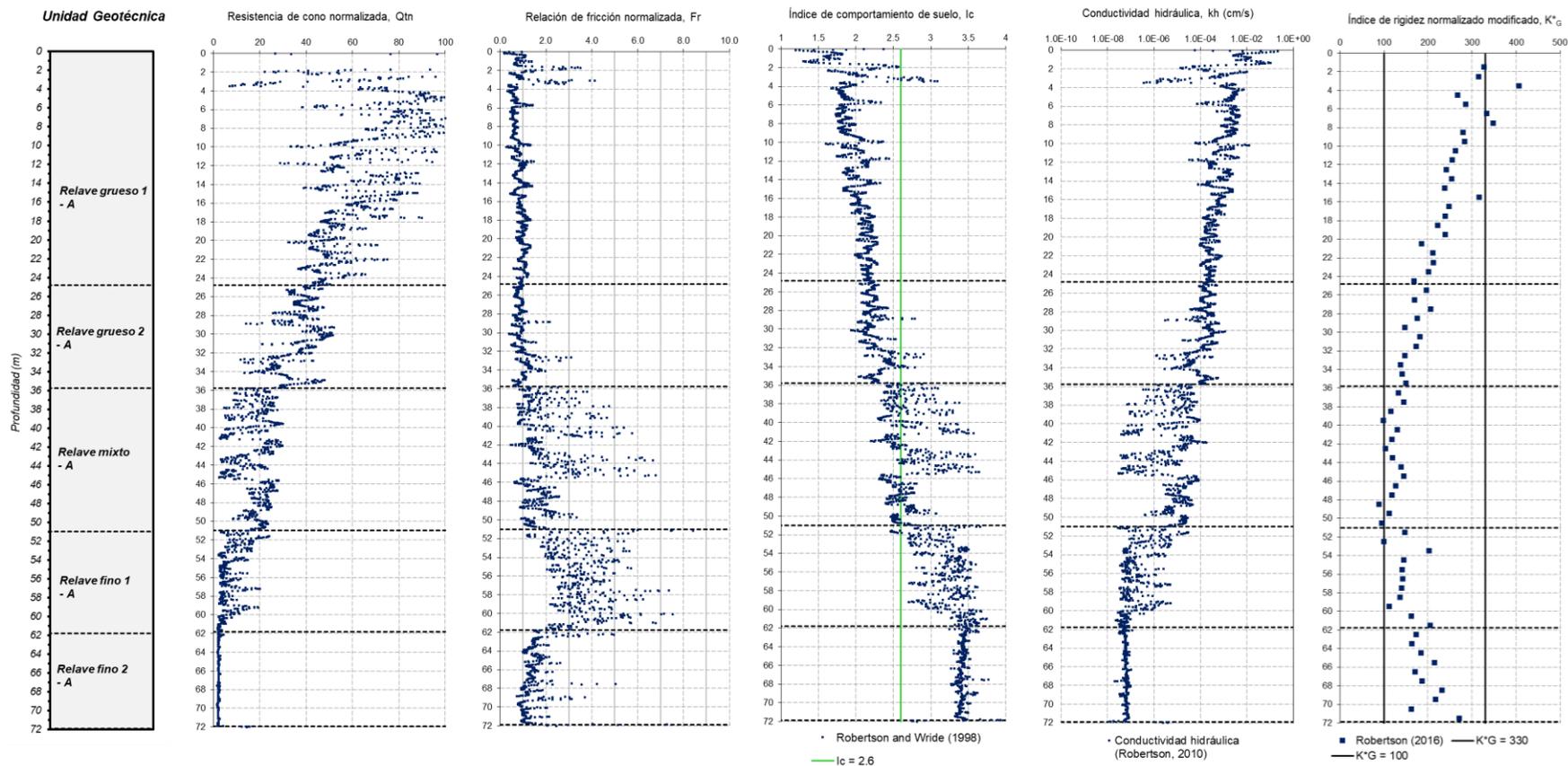


Figura B.22 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-22-104

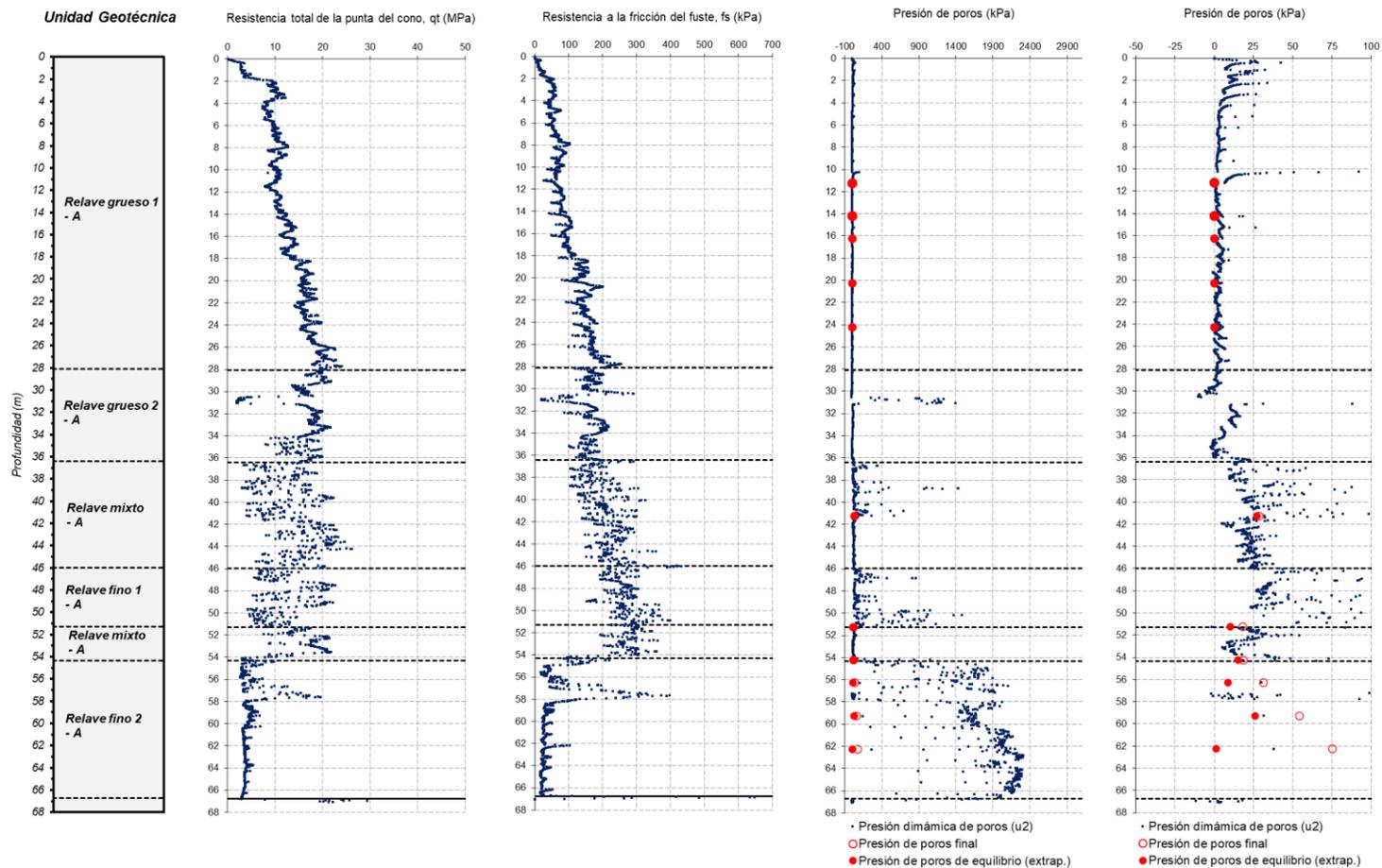


Figura B.23 Valores de q_t , f_s , u_2 y u_0 obtenidos en el SCPTu-22-105

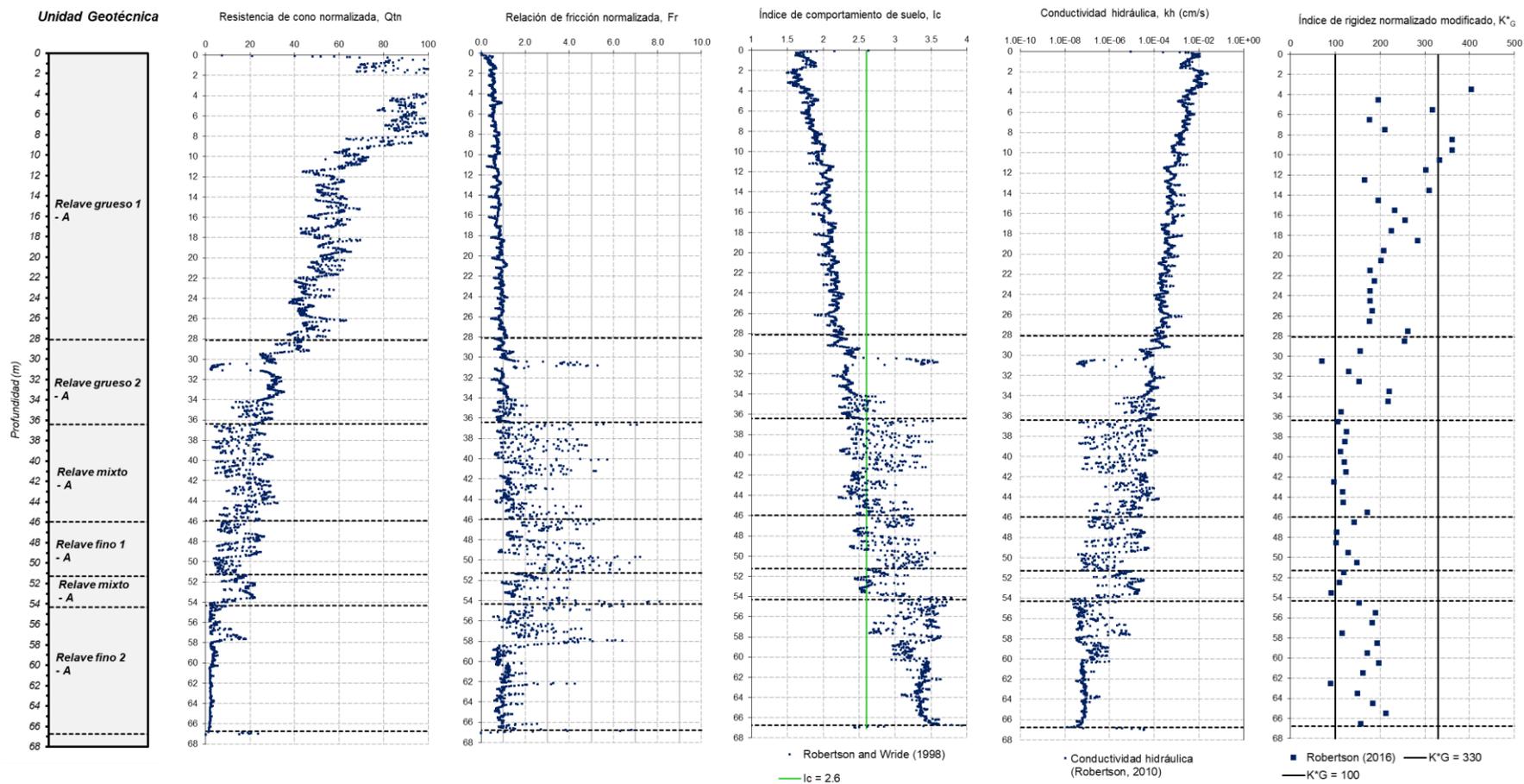


Figura B.24 Valores de Q_{tn} , F_r , I_c , k_h y K_G^* obtenidos en el SCPTu-22-105

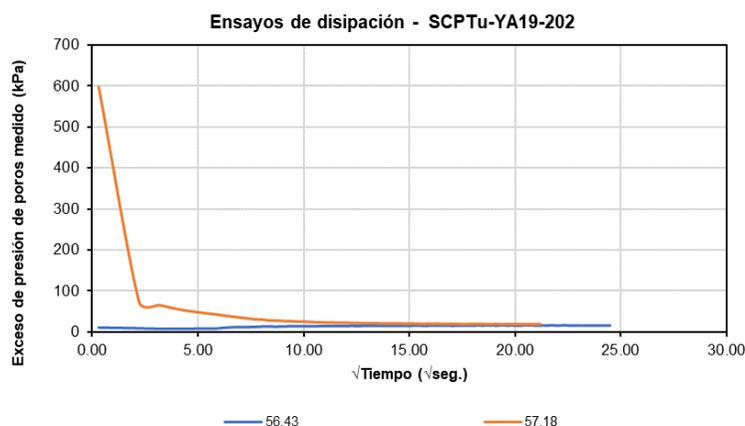
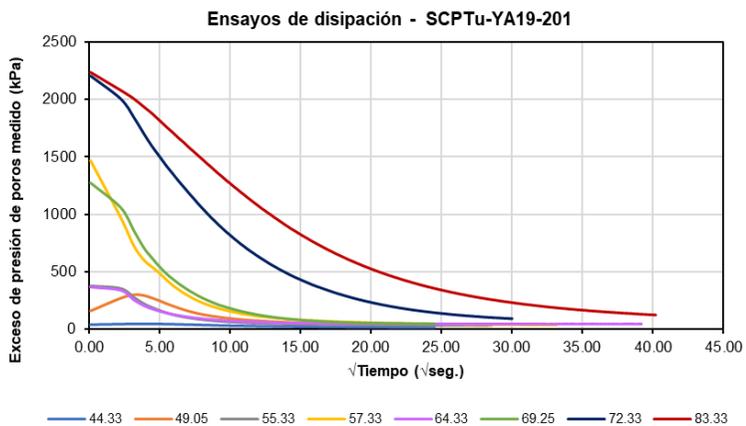
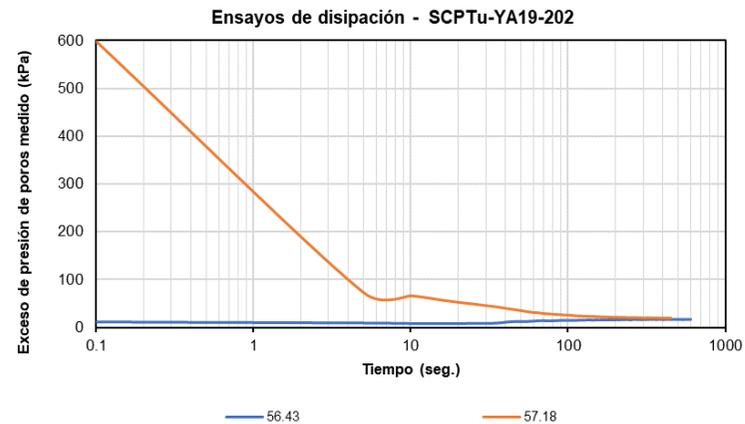
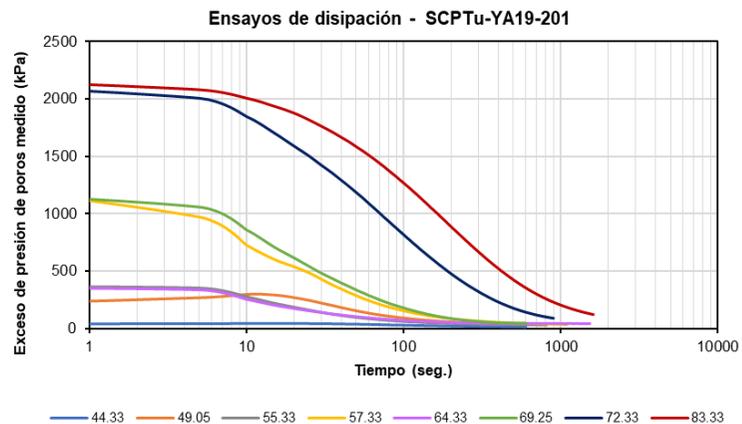


Figura B.25 Ensayos de disipación – SCPTu-YA19-201 y 202

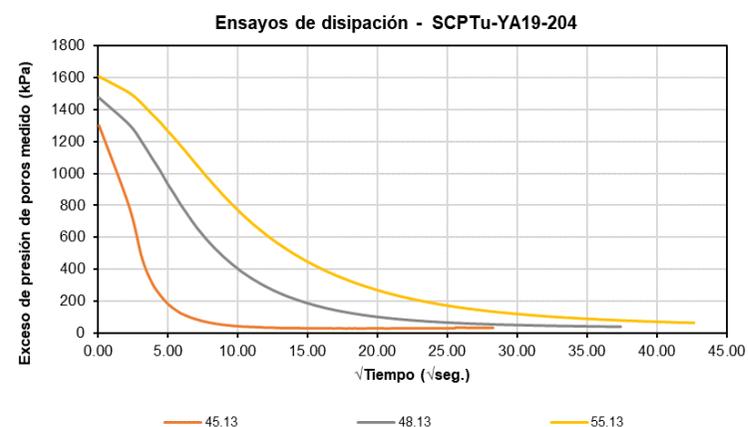
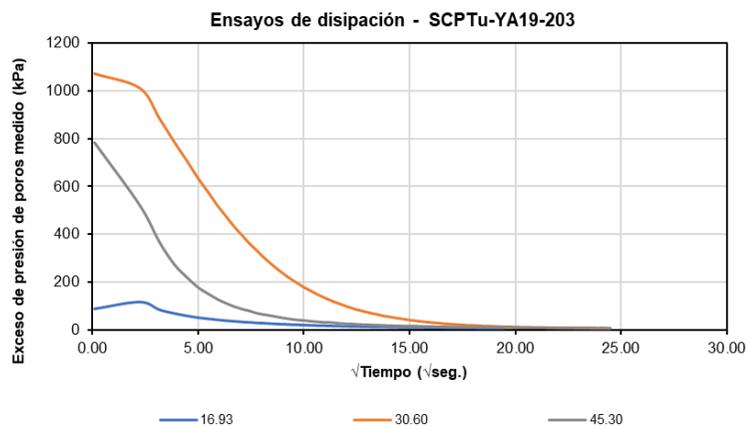
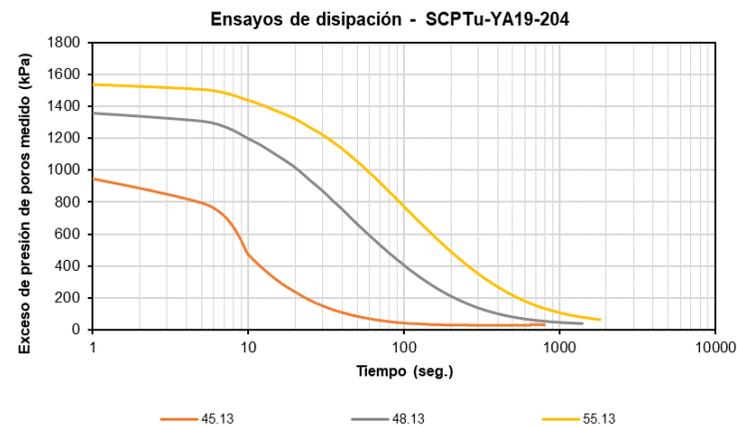
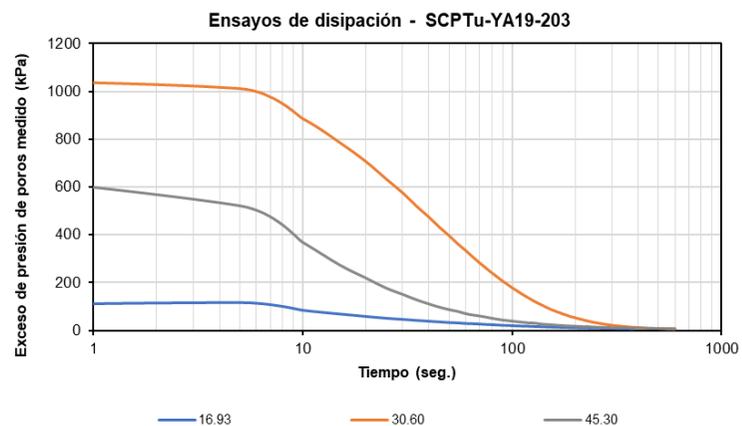


Figura B.26 Ensayos de disipación – SCPTu-YA19-203 y 204

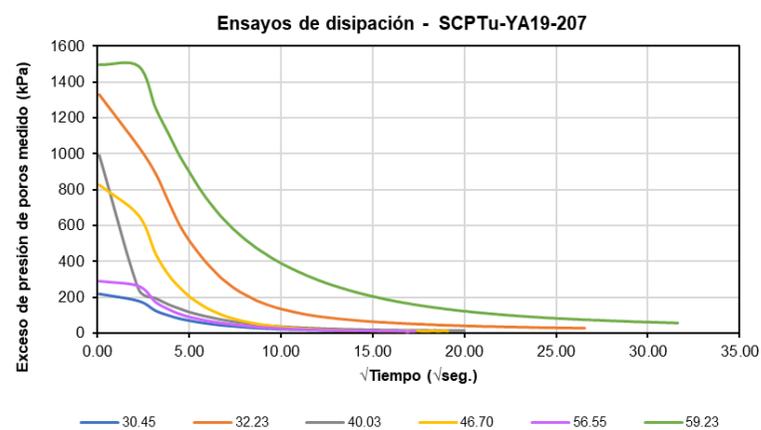
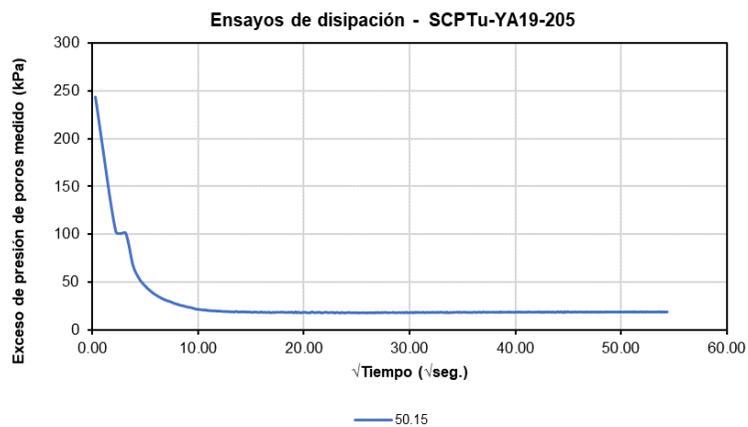
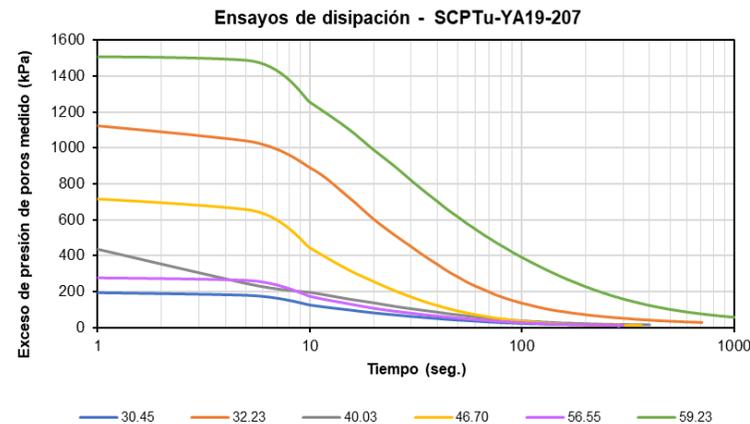
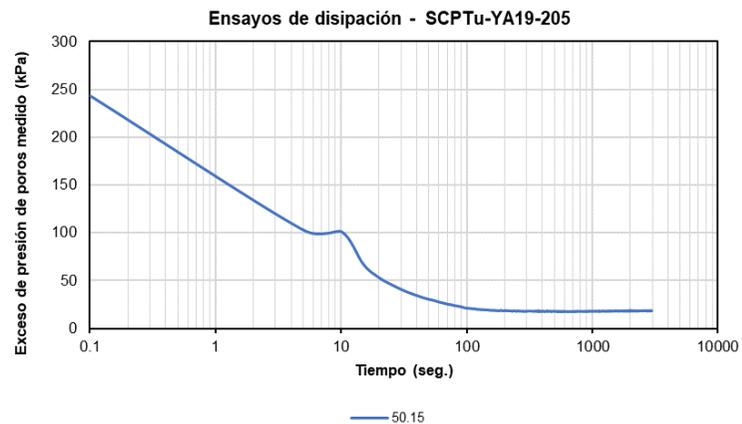


Figura B.27 Ensayos de disipación – SCPTu-YA19-205 y 207

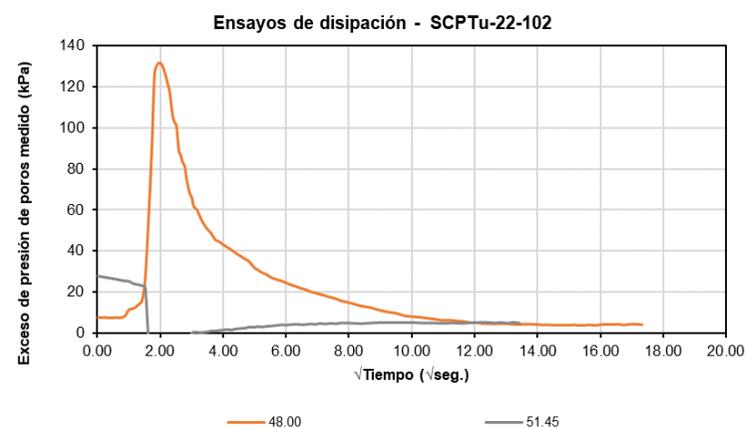
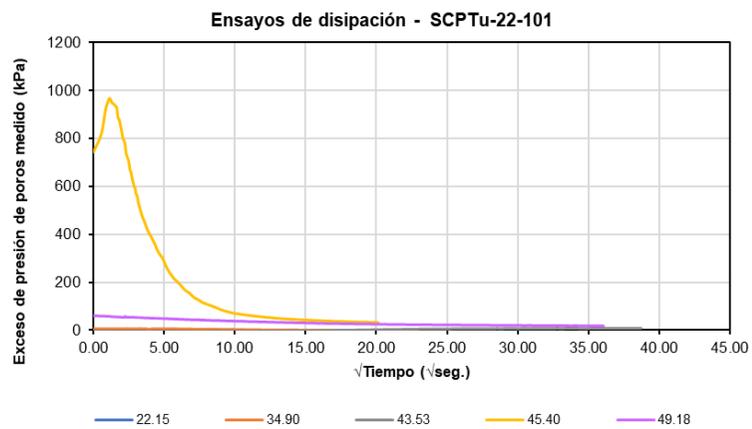
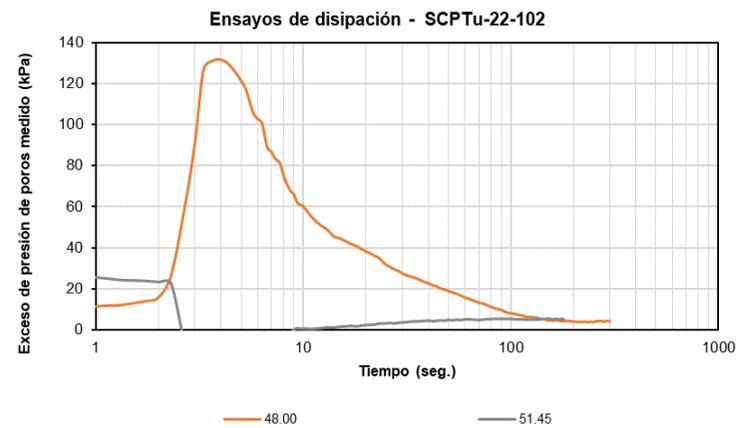
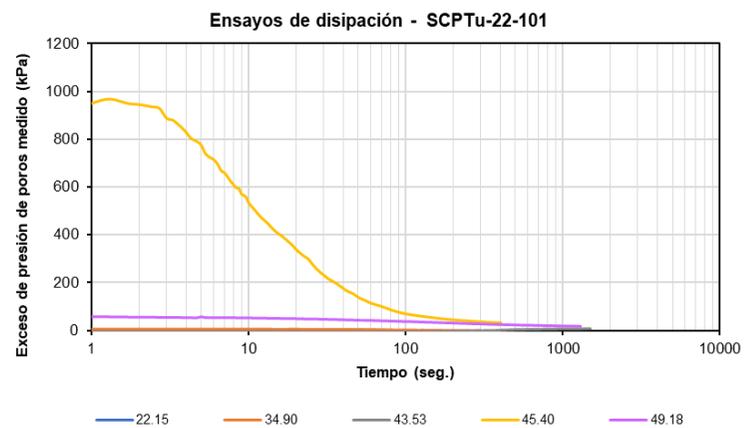


Figura B.28 Ensayos de disipación – SCPTu-22-101 y 102

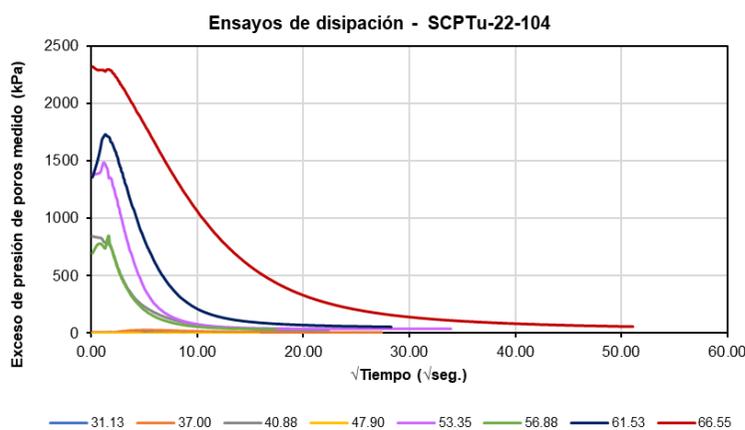
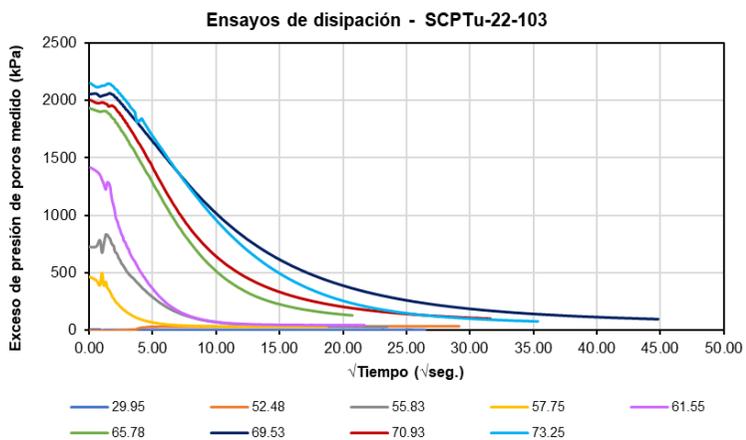
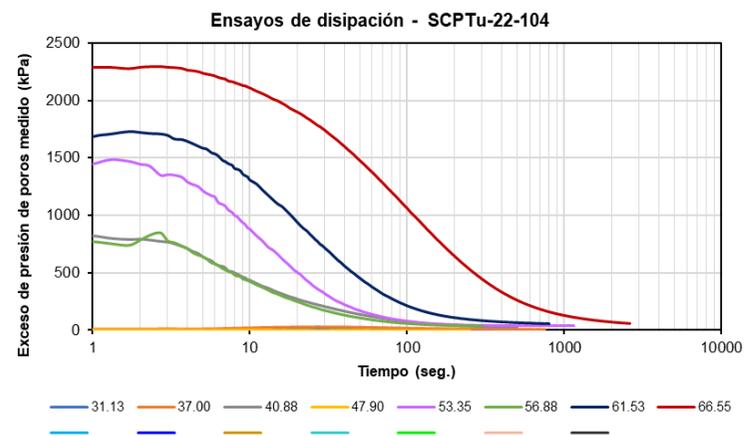
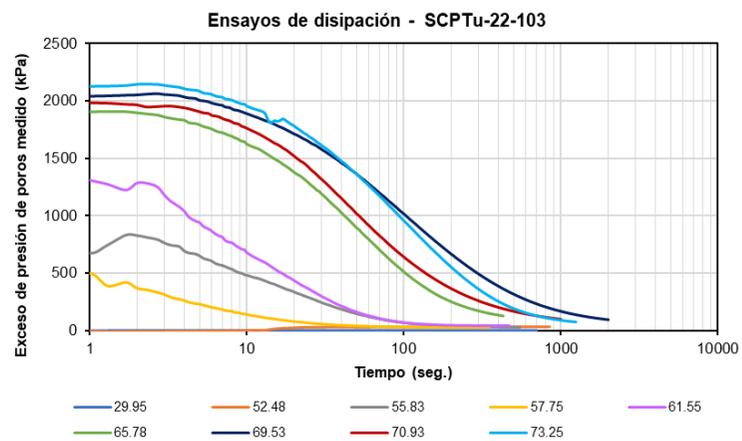


Figura B.29 Ensayos de disipación – SCPTu-22-103 y 104

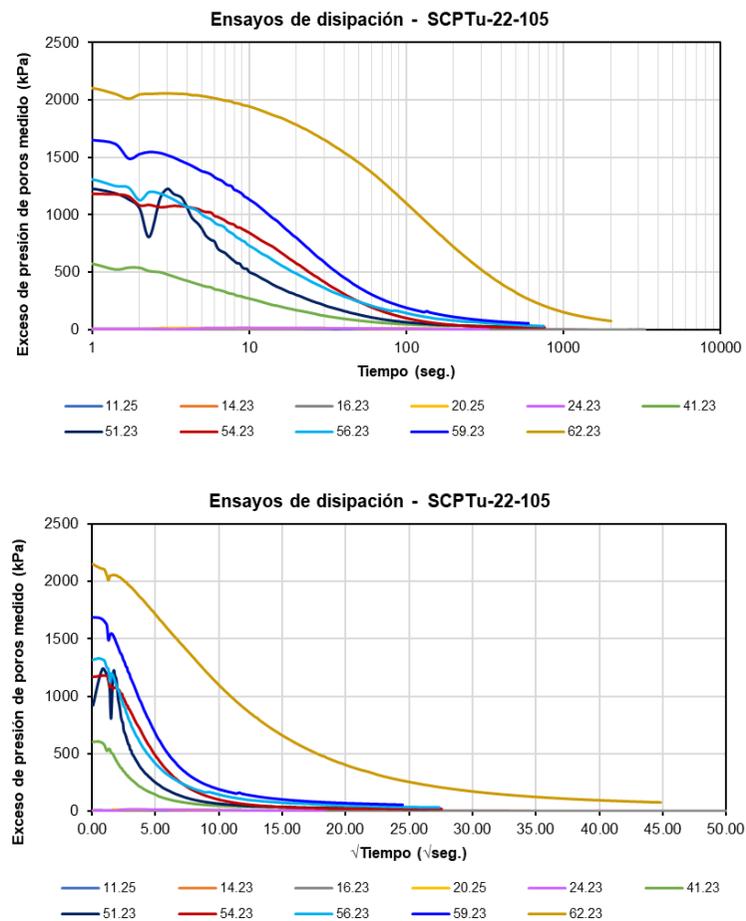


Figura B.30 Ensayos de disipación – SCPTu-22-105

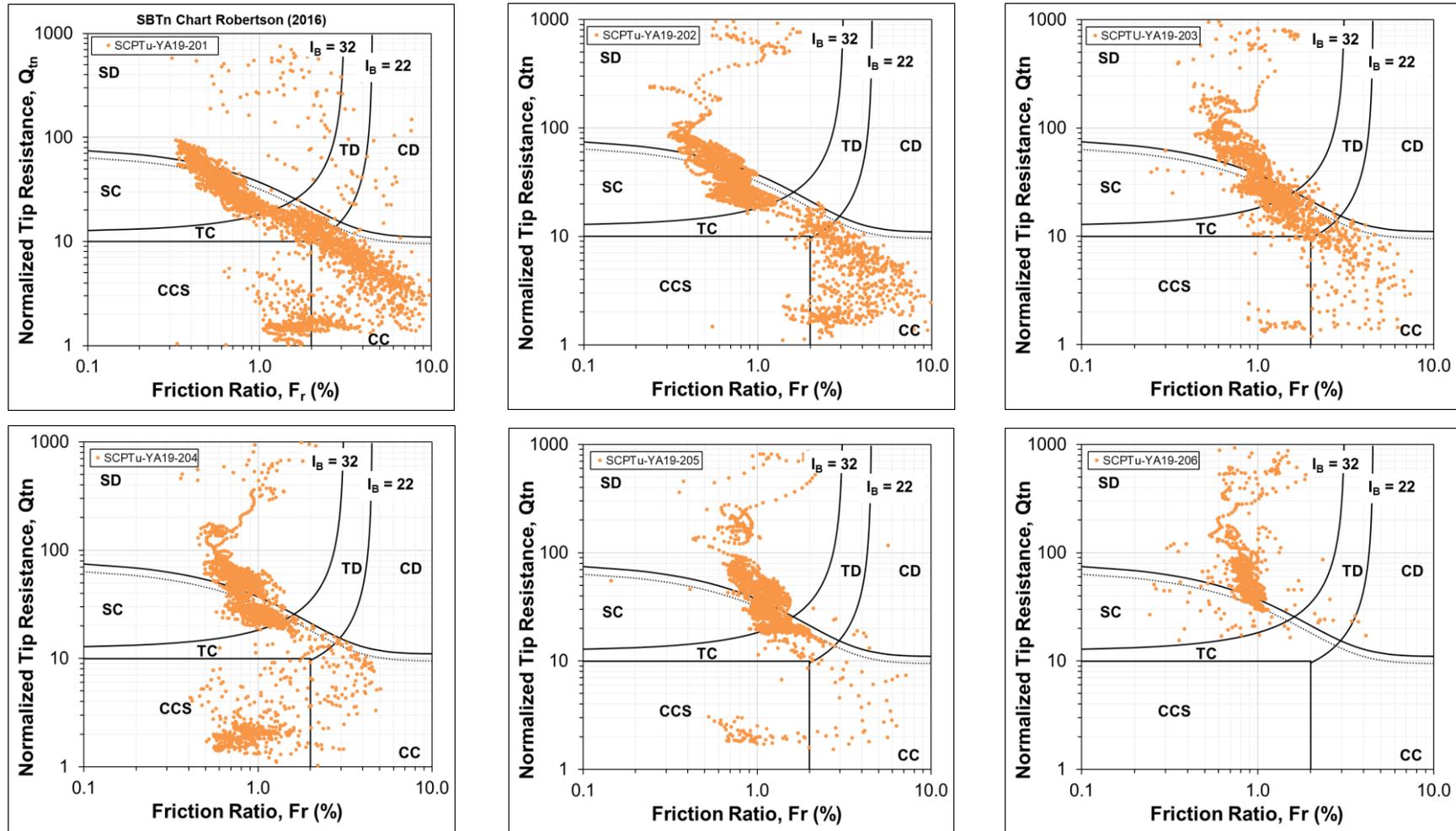


Figura B.31 SBTn Chart Q_{tn} vs F_r – SCPTu-YA19-201, 202, 203, 204, 205 y 206

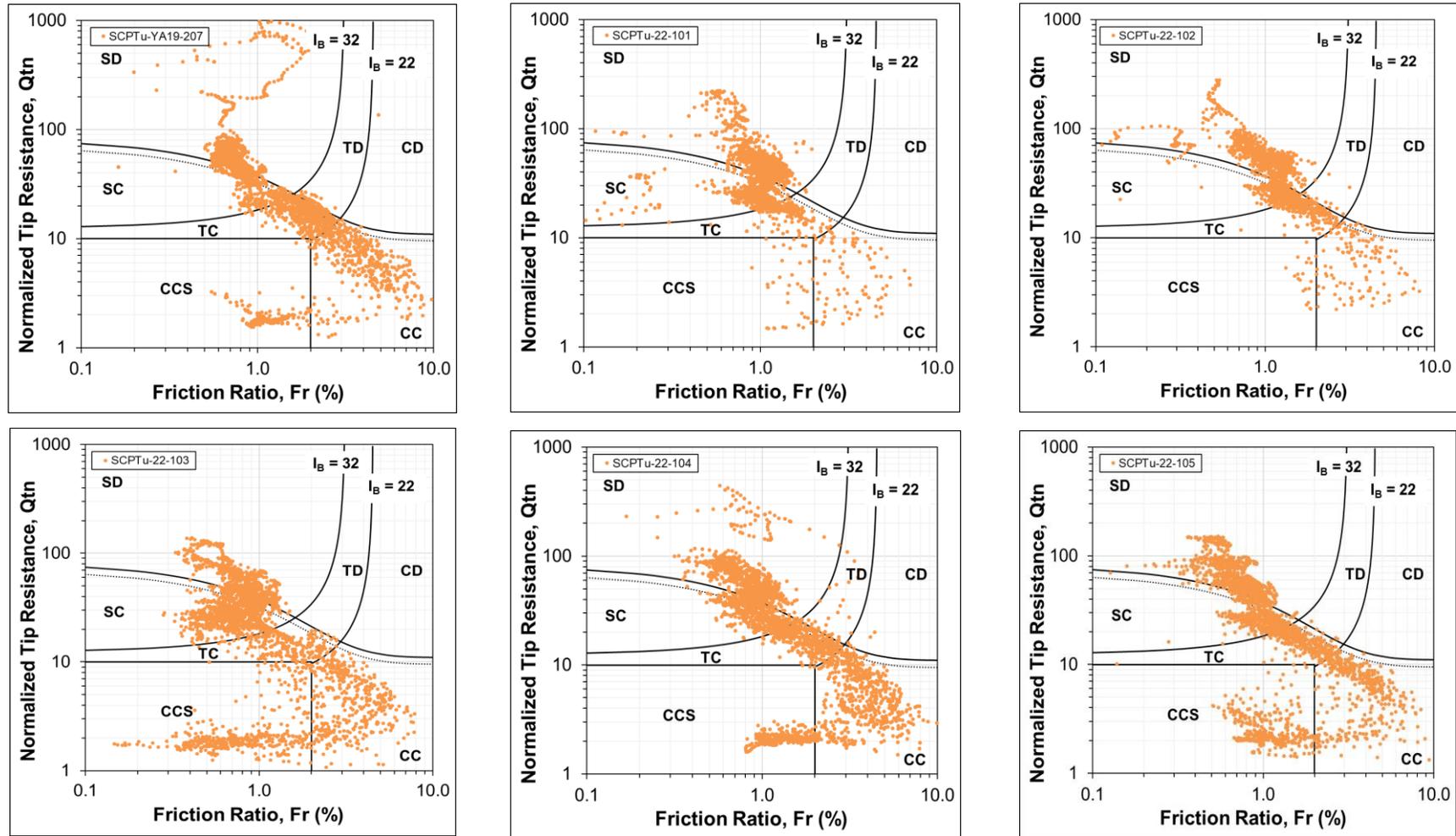


Figura B.32 SBTn Chart Q_{tn} vs F_r – SCPTu-YA19-207, SCPTu-22-101, 102, 103, 104 y 105

ANEXO C: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN

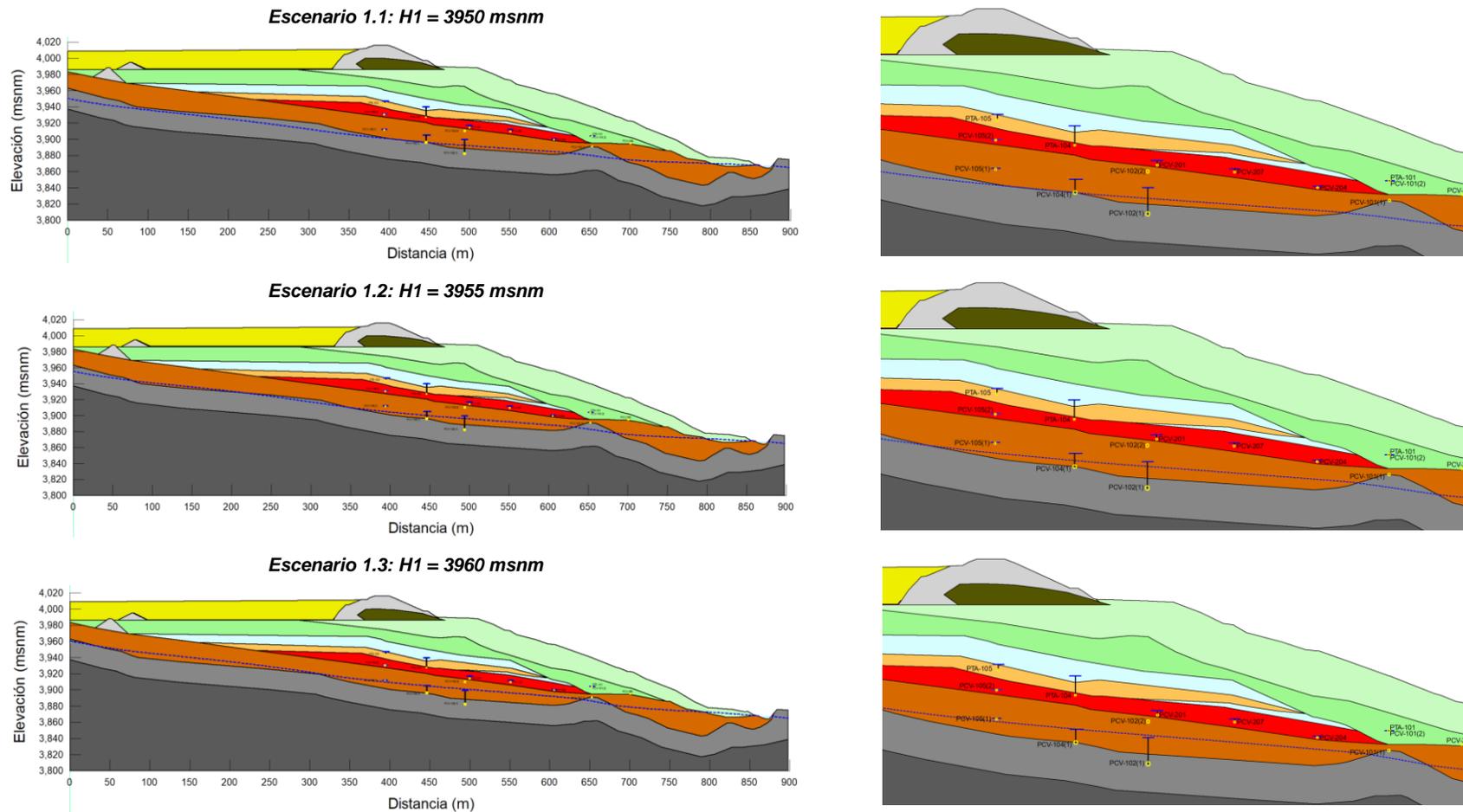


Figura C.1 Escenario 1.1, 1.2, 1.3: Análisis de sensibilidad del flujo de aguas subterráneas – Modelo de materiales

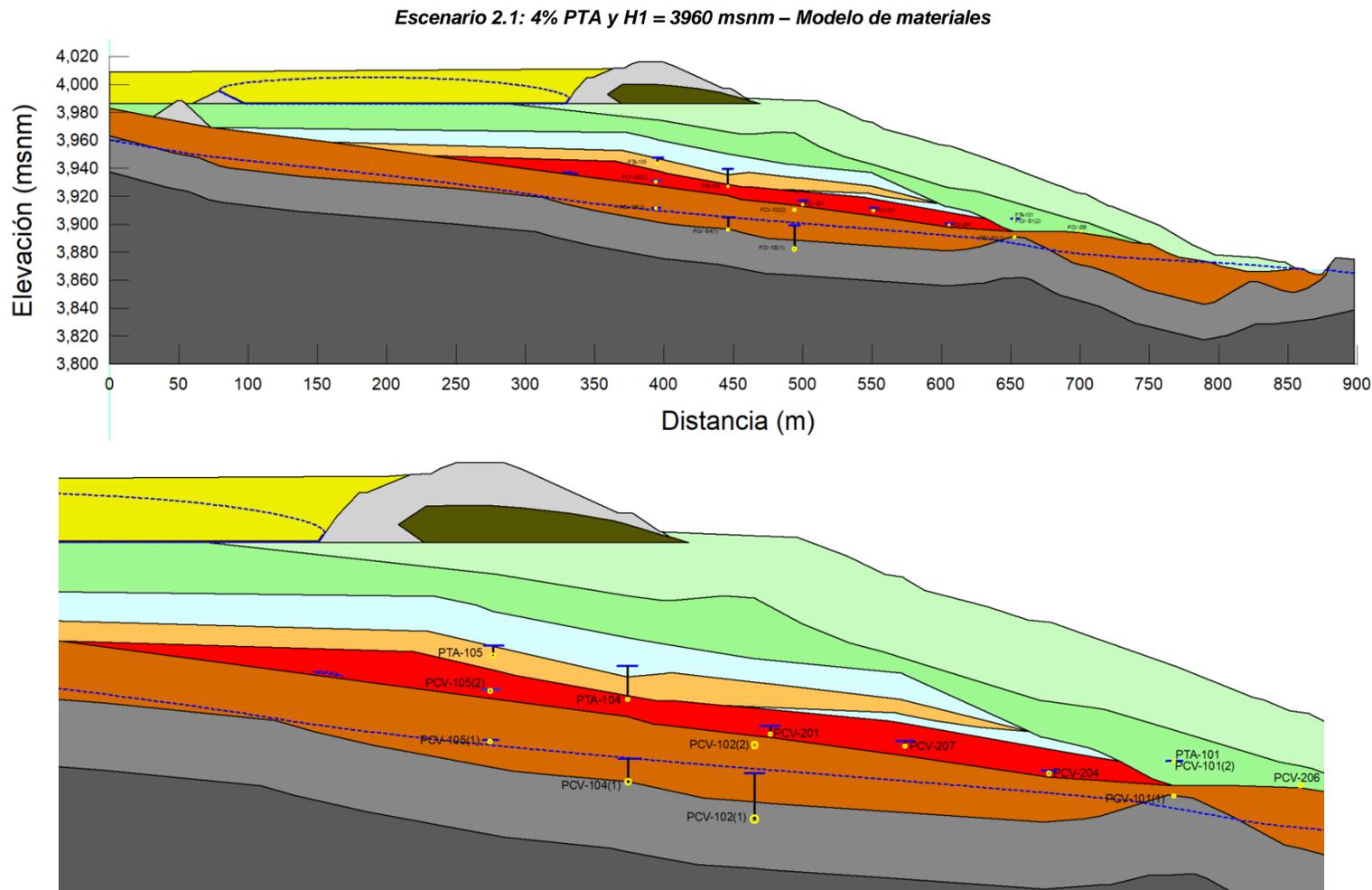


Figura C.2 Escenario 2.1: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 4%PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

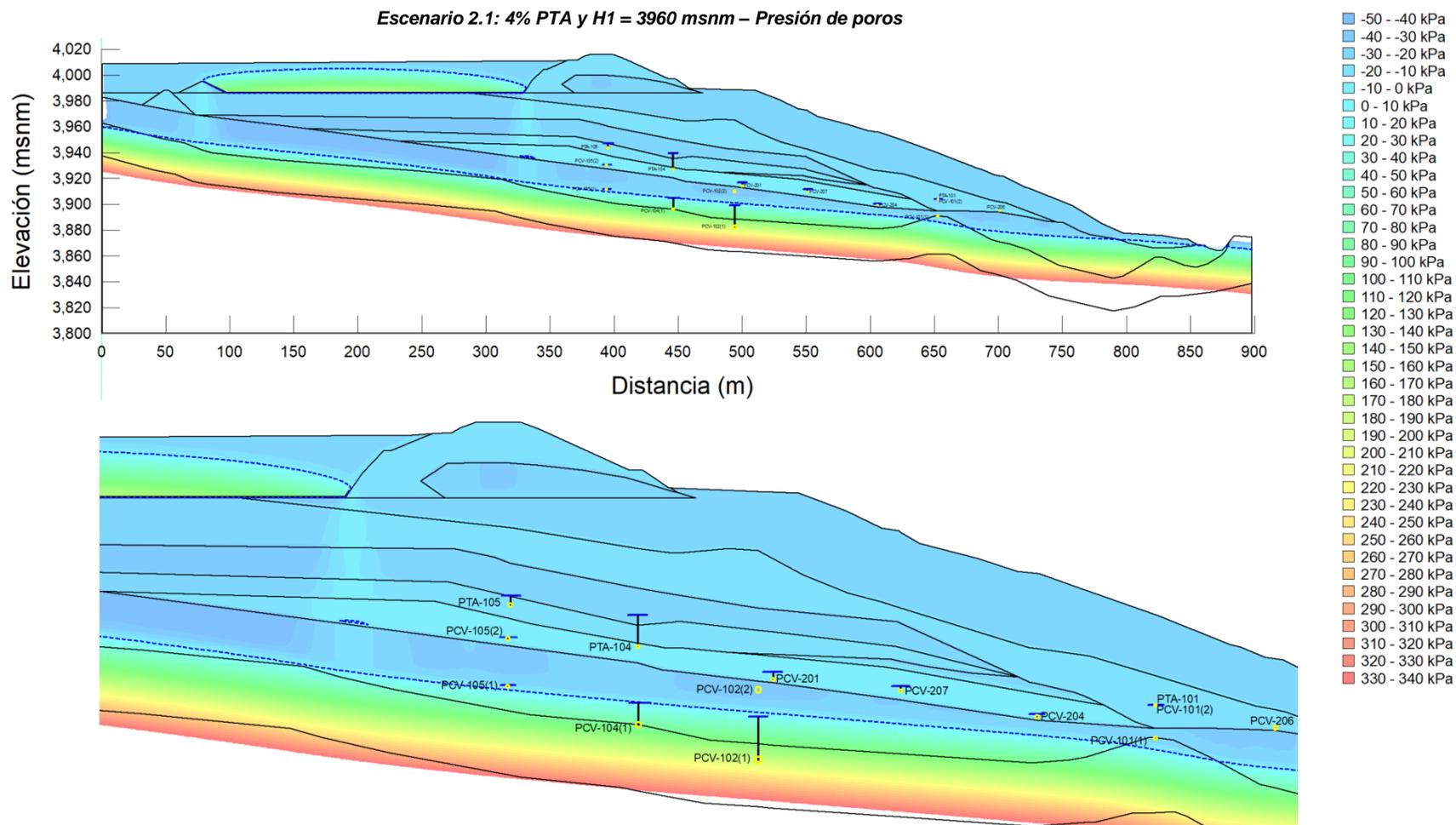


Figura C.3 Escenario 2.1: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 4%PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

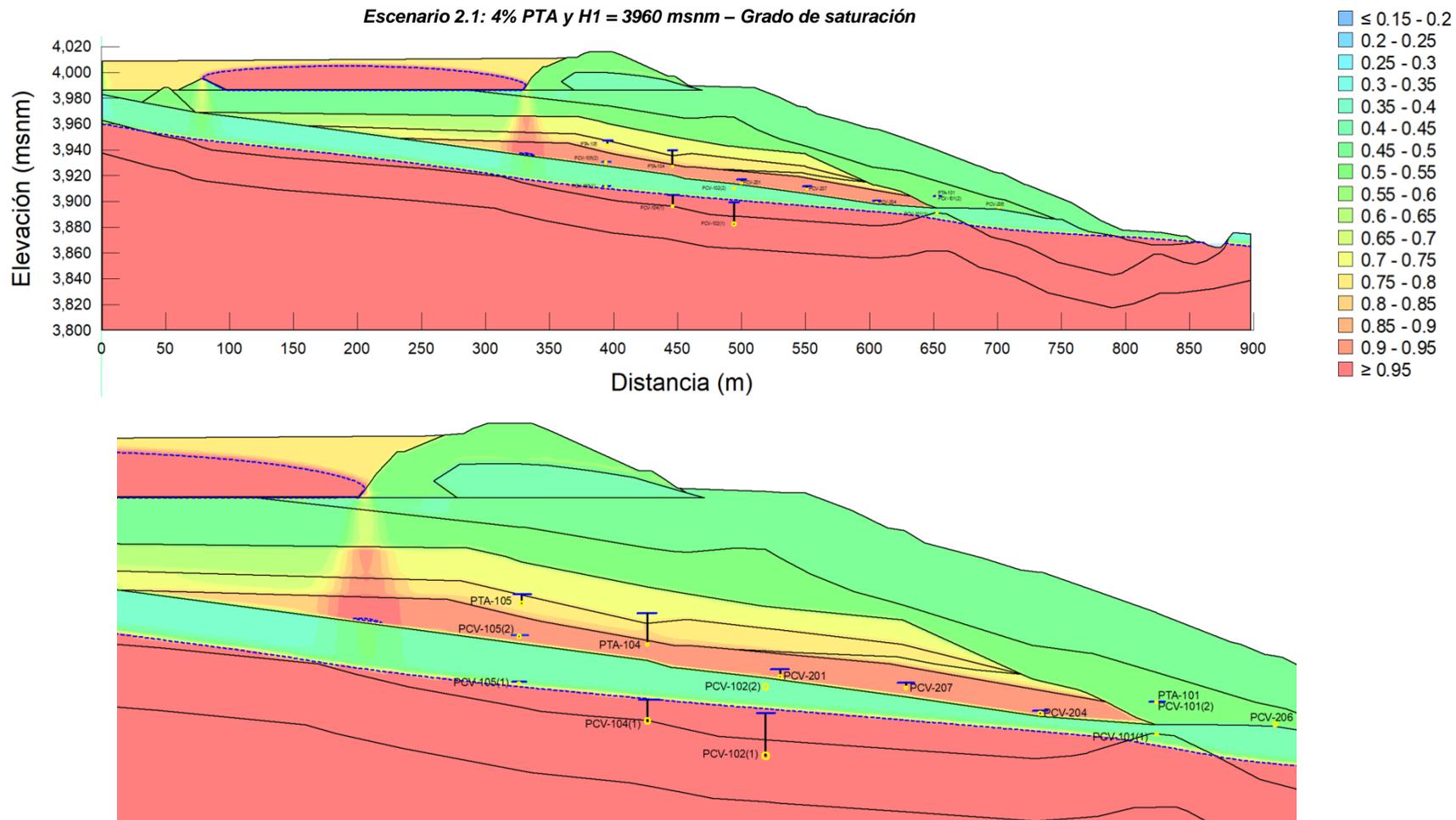


Figura C.4 Escenario 2.1: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 4%PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

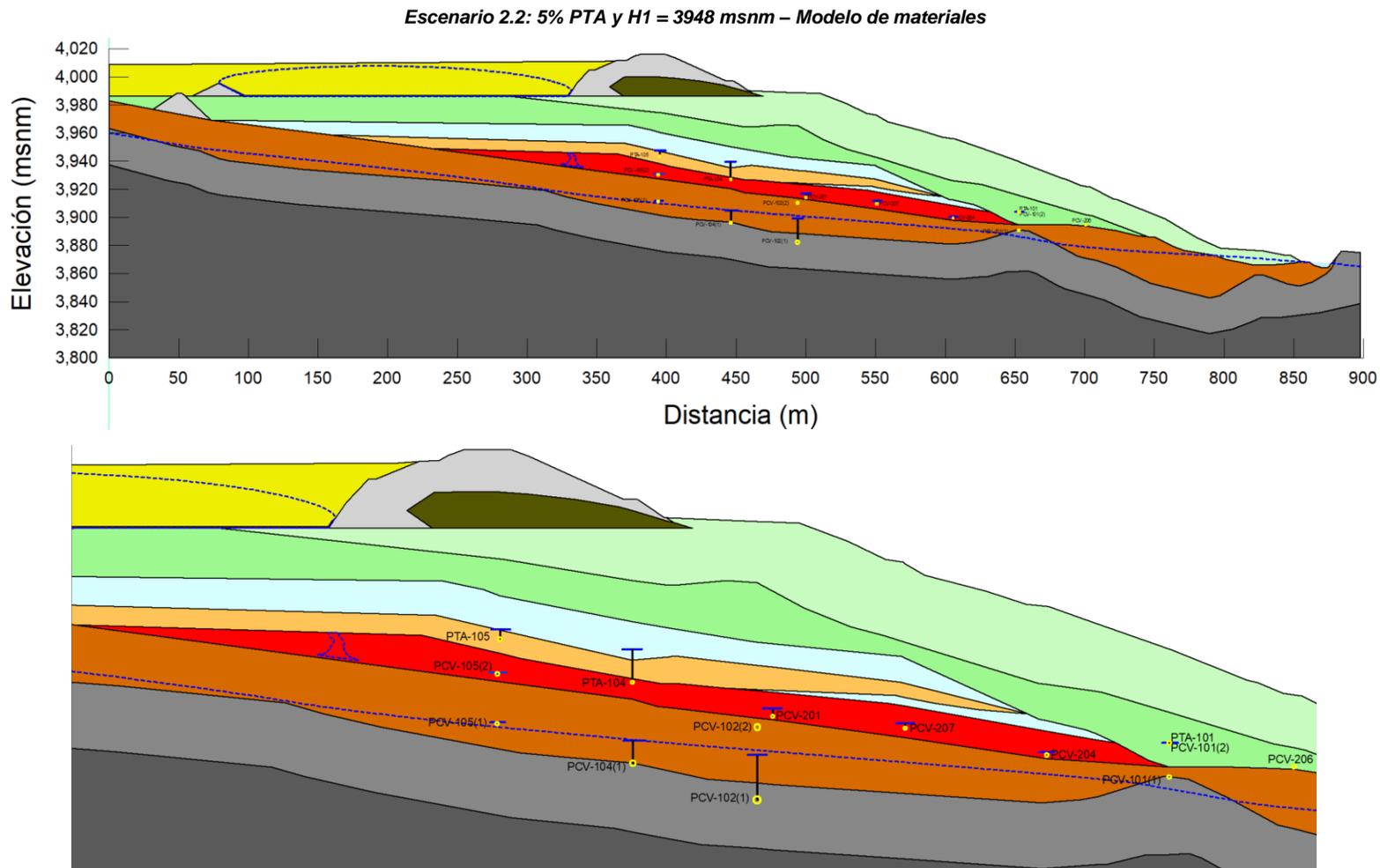


Figura C.5 Escenario 2.2: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 5%PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

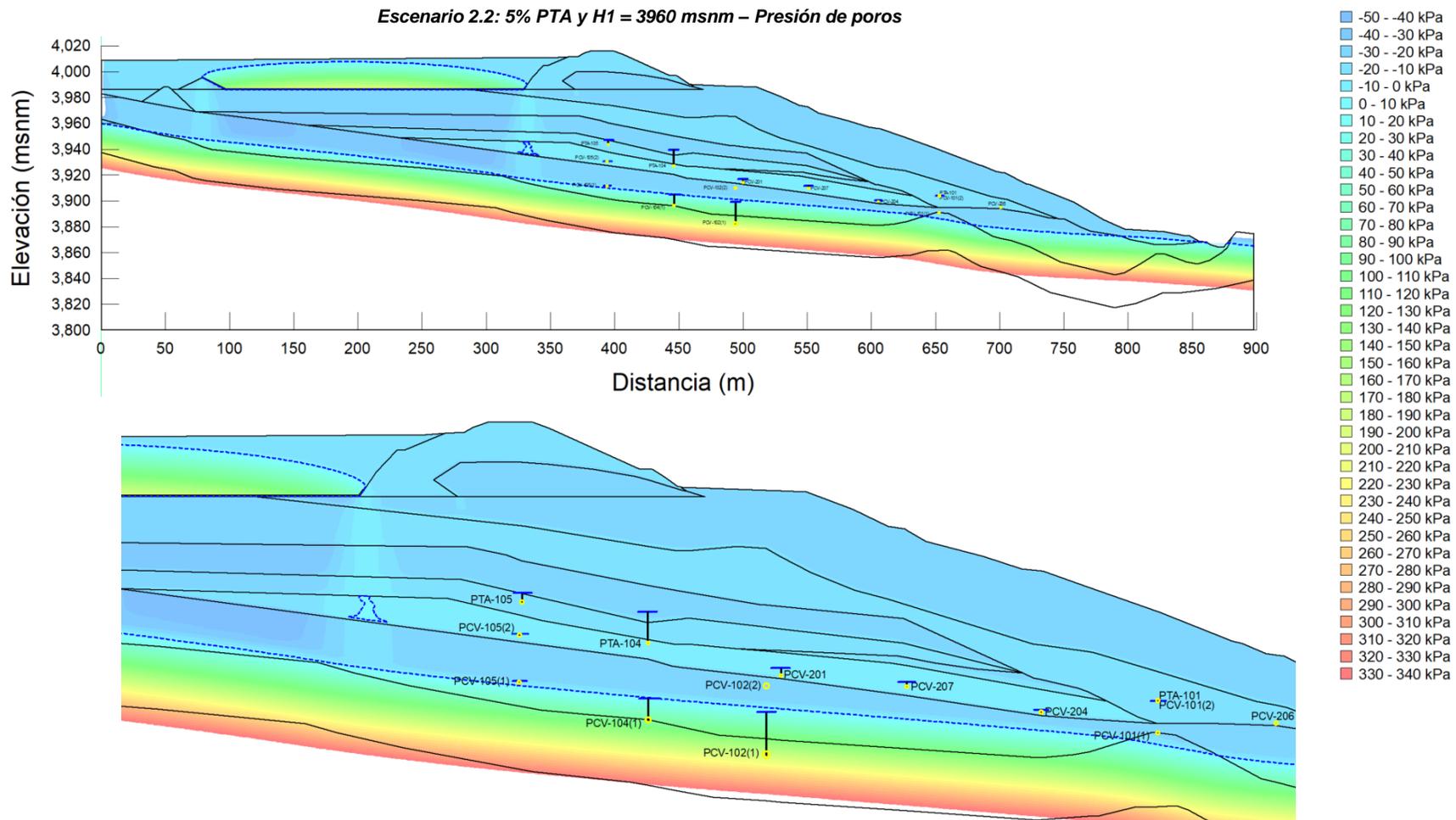


Figura C.6 Escenario 2.2: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 5%PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

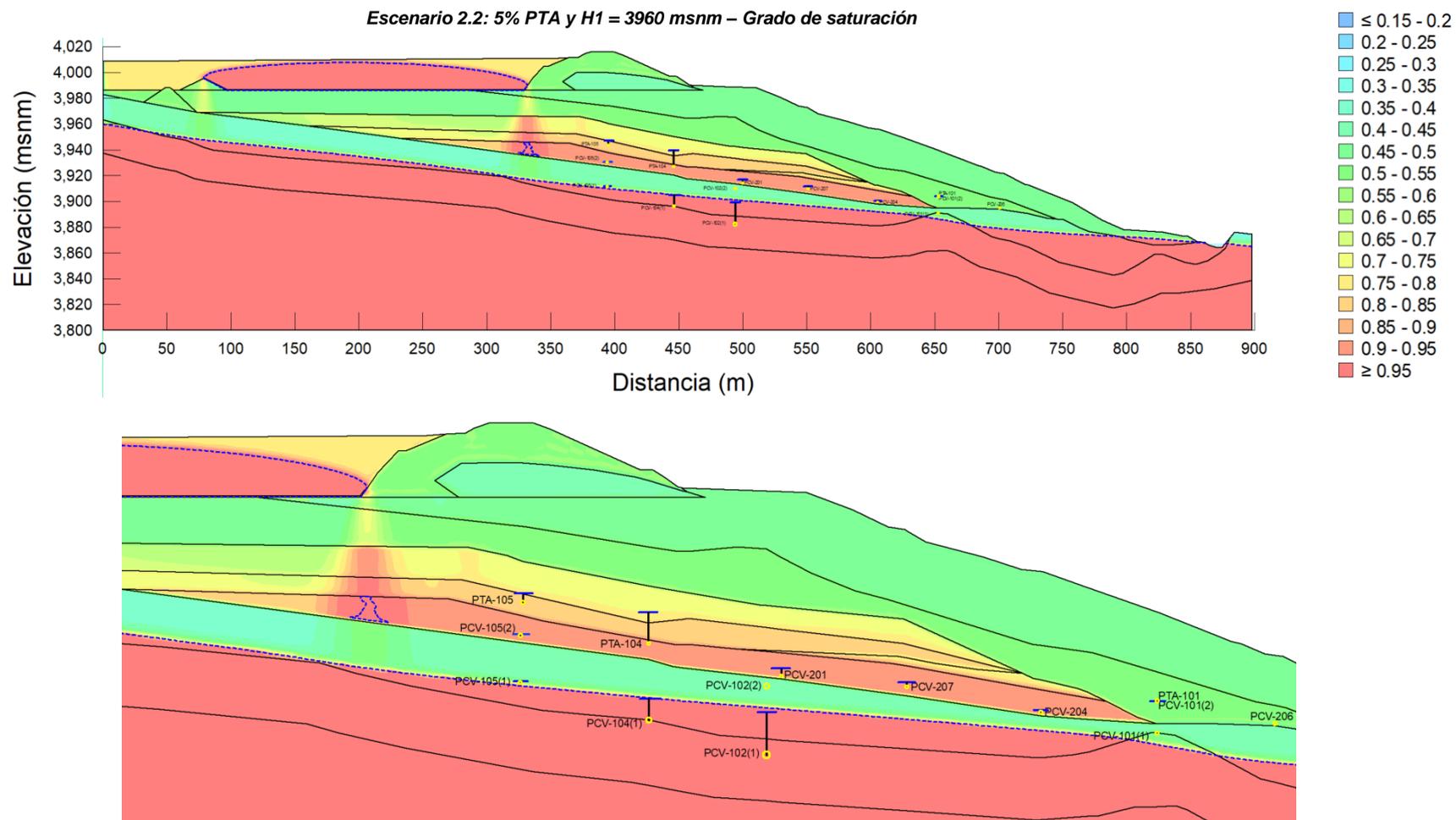


Figura C.7 Escenario 2.2: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 5%PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

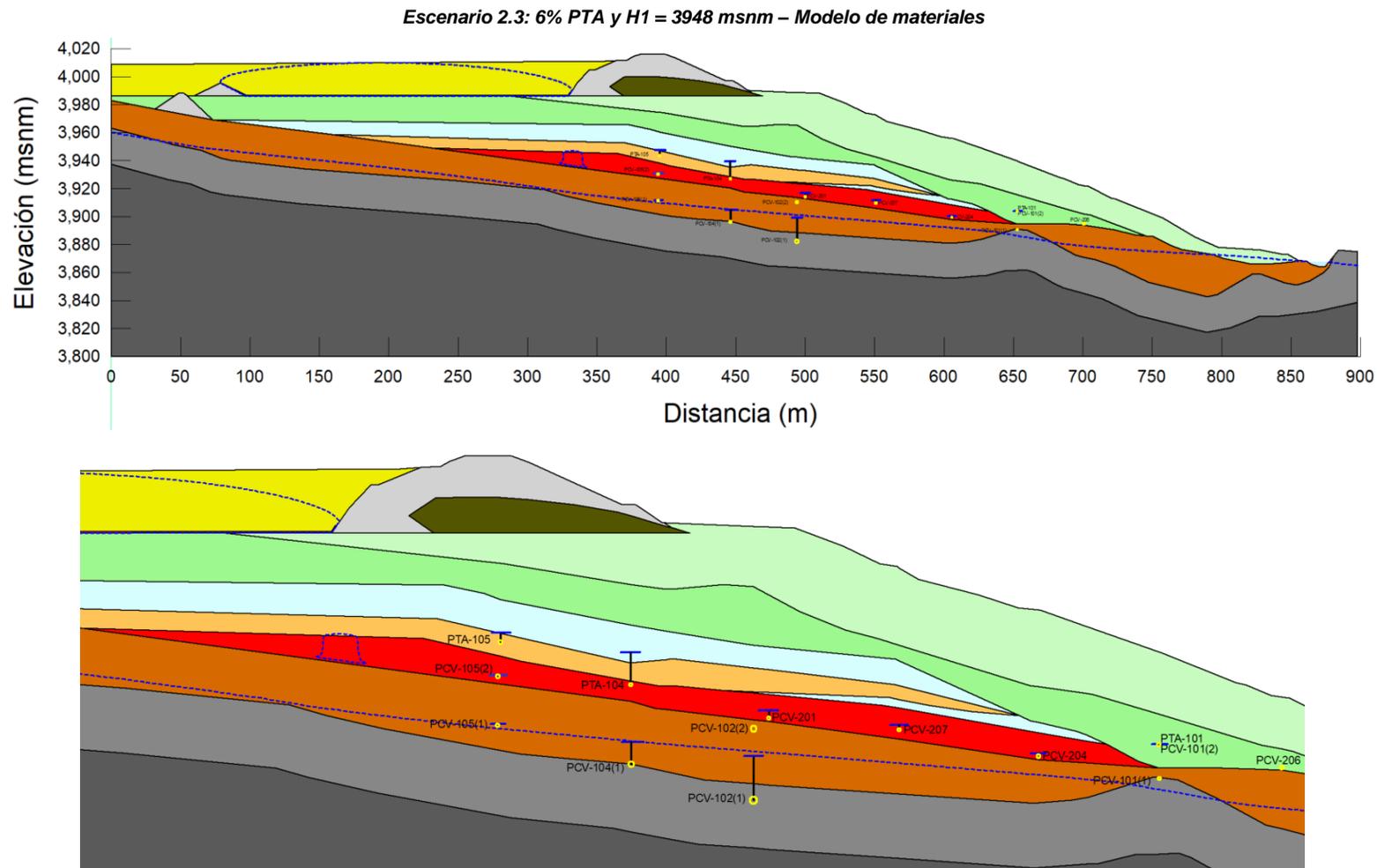


Figura C.8 Escenario 2.3: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 6%PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

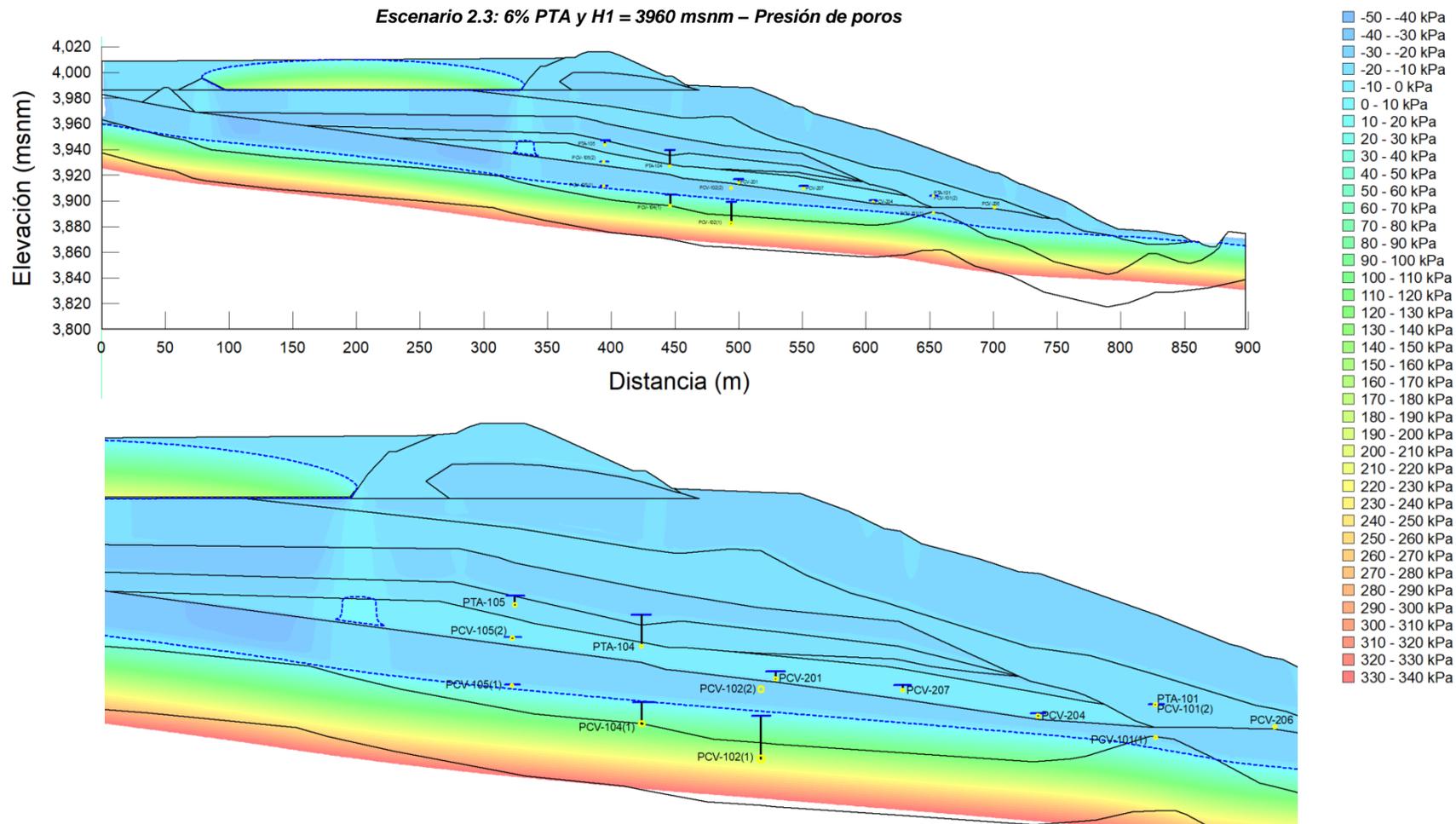


Figura C.9 Escenario 2.3: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 6%PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

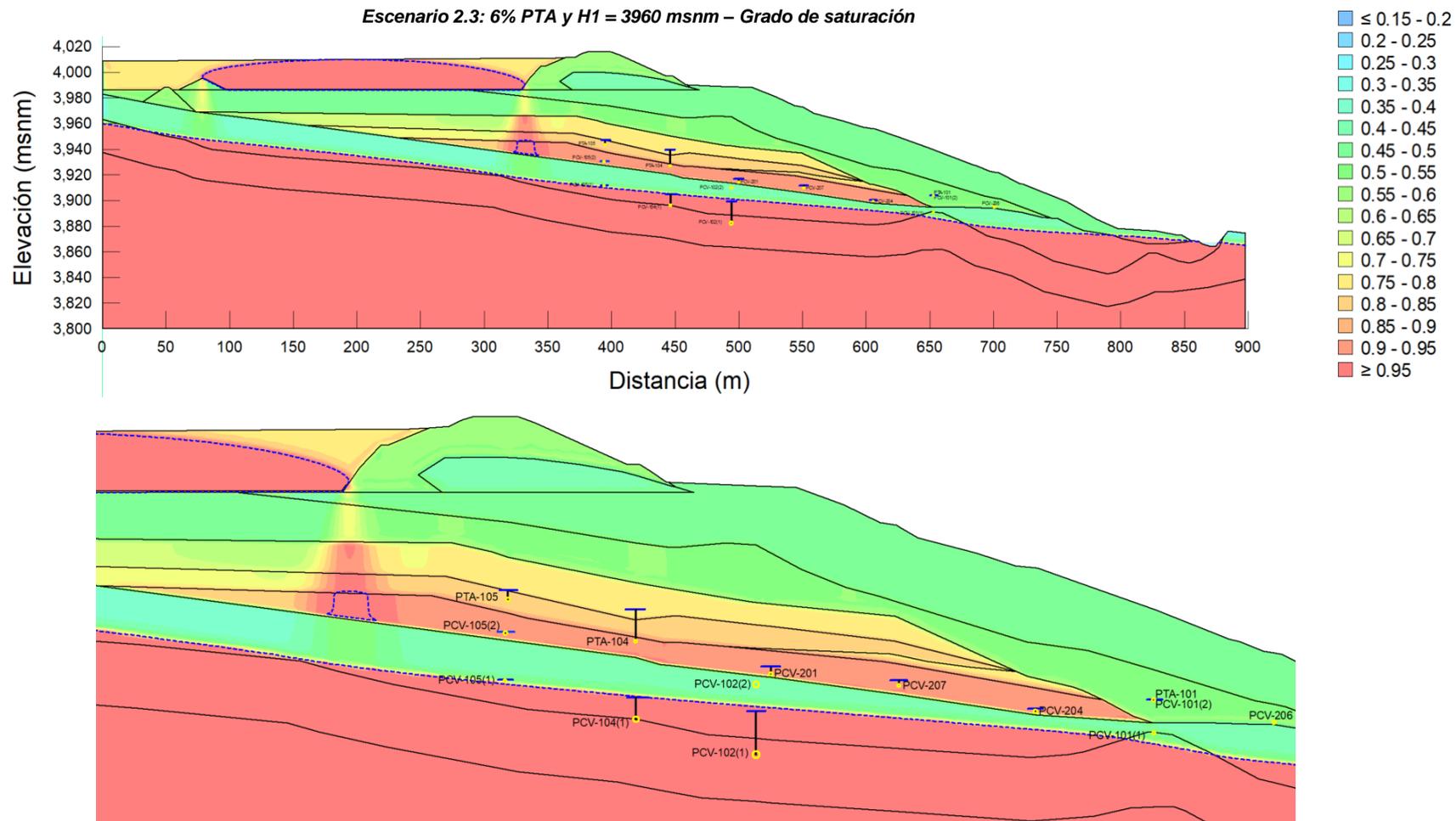


Figura C.10 Escenario 2.3: Resultados del análisis de infiltración aplicando una recarga del 6%PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 3.1: : k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

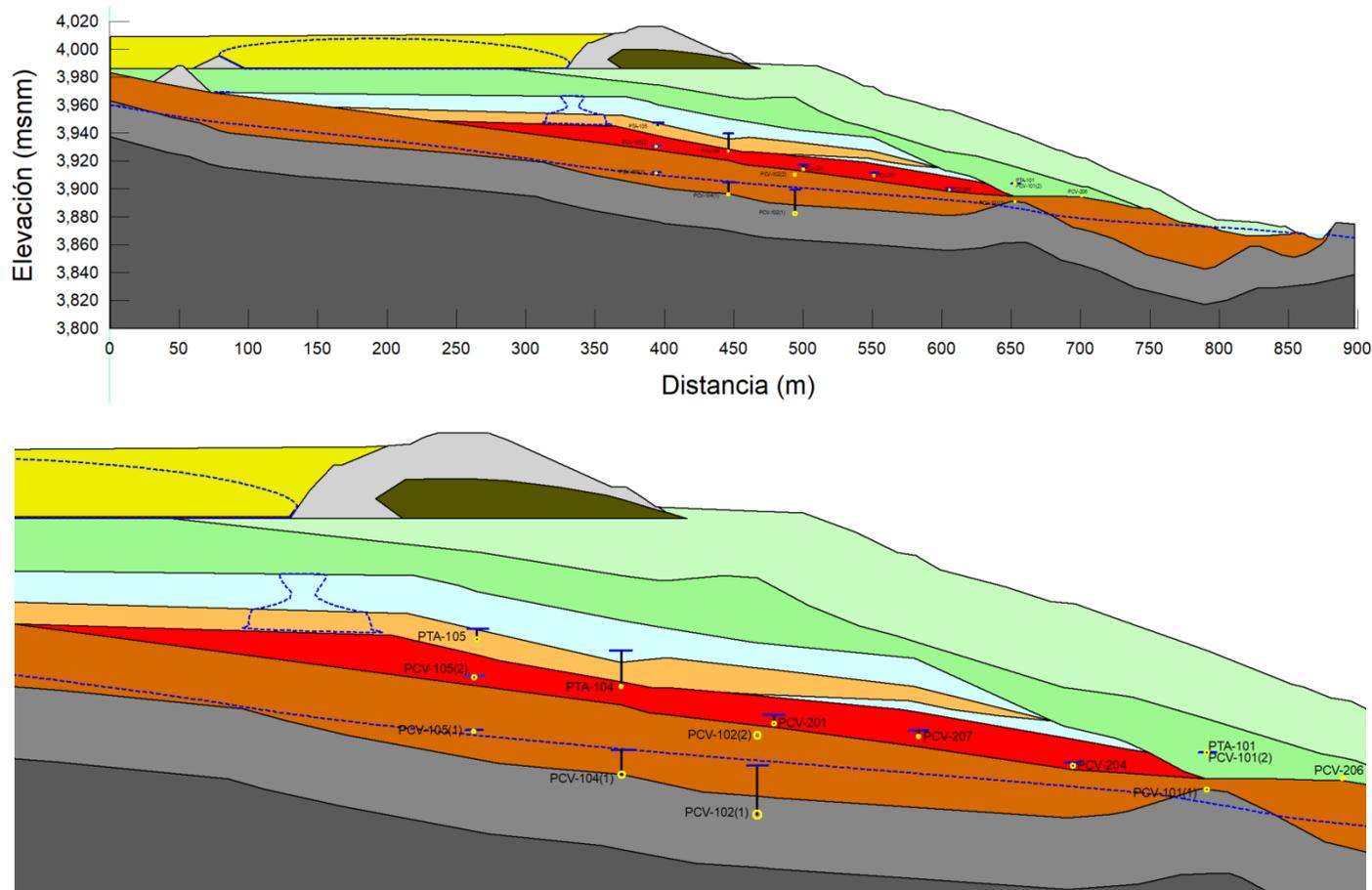


Figura C.11 Escenario 3.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 3.1: : k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

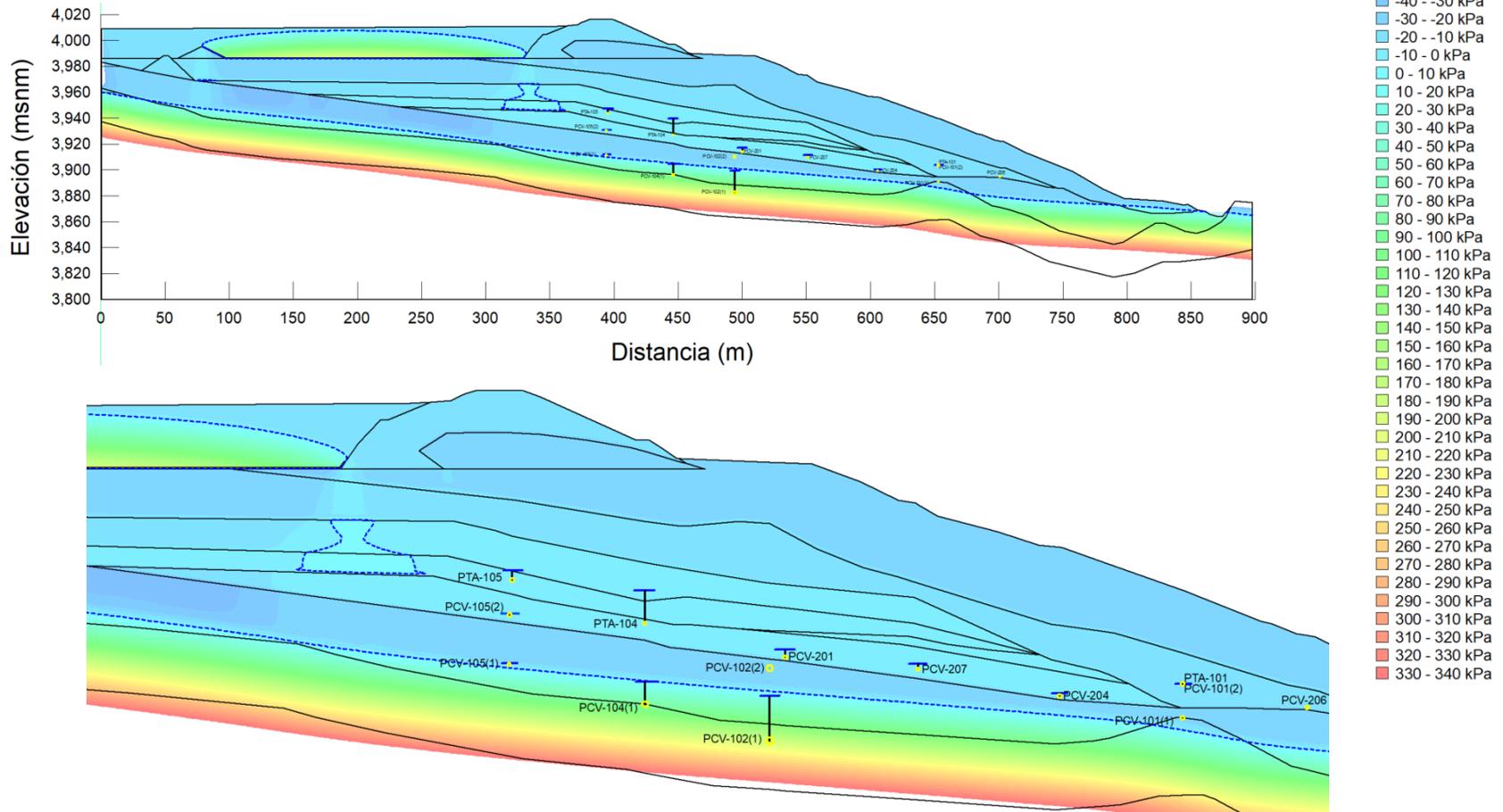


Figura C.12 Escenario 3.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

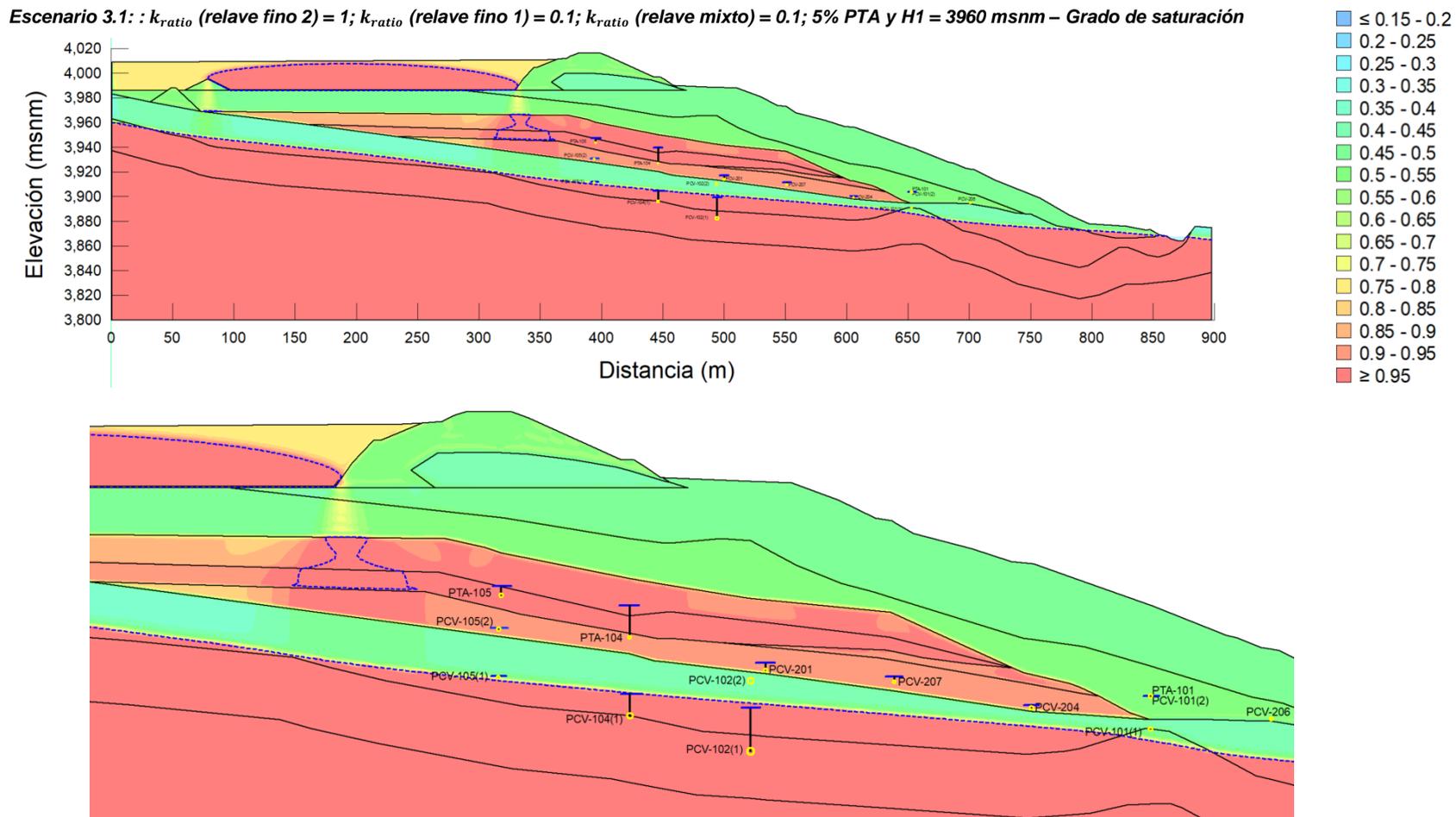


Figura C.13 Escenario 3.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 3.2: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

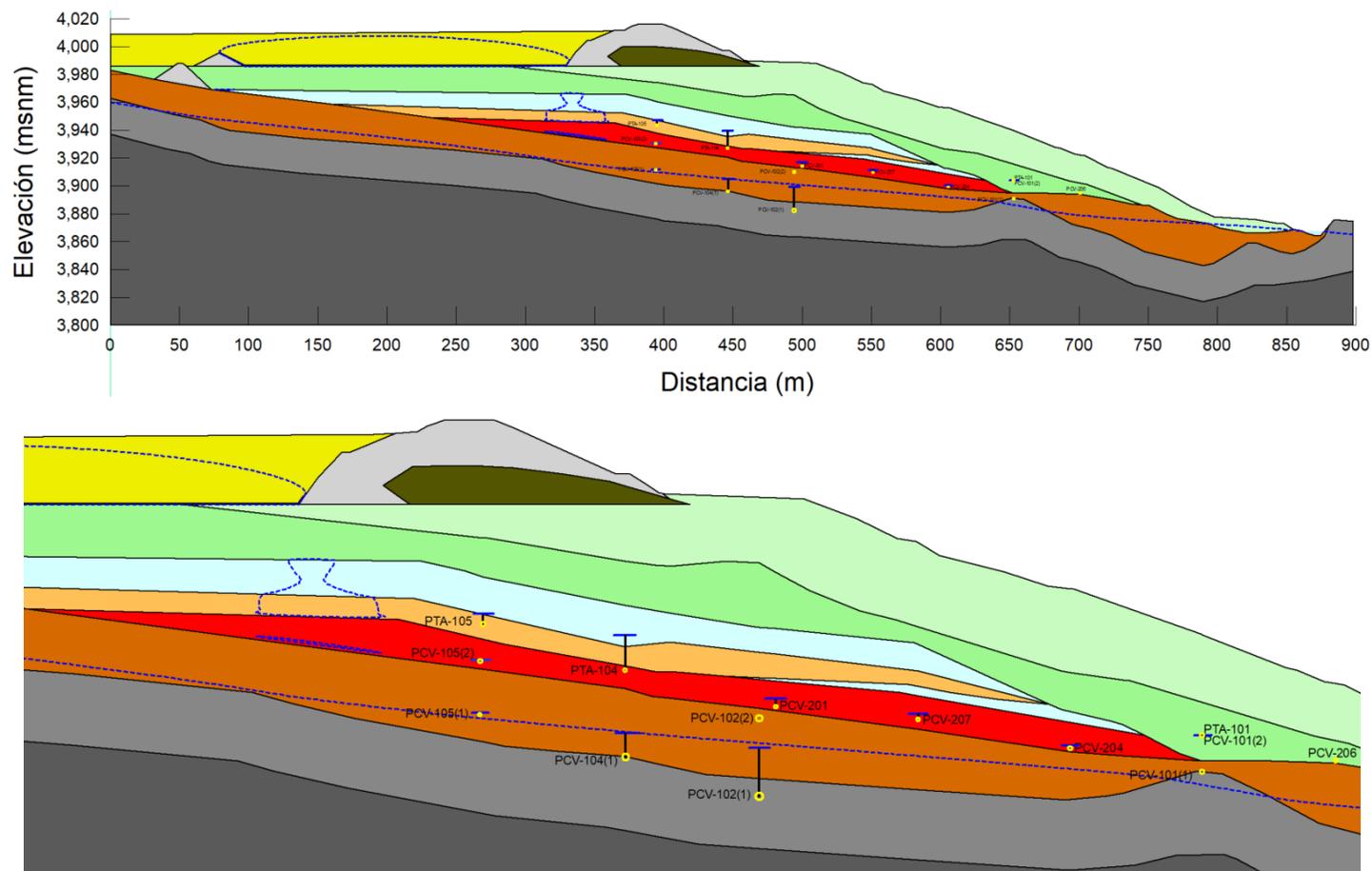


Figura C.14 Escenario 3.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 3.2: : k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

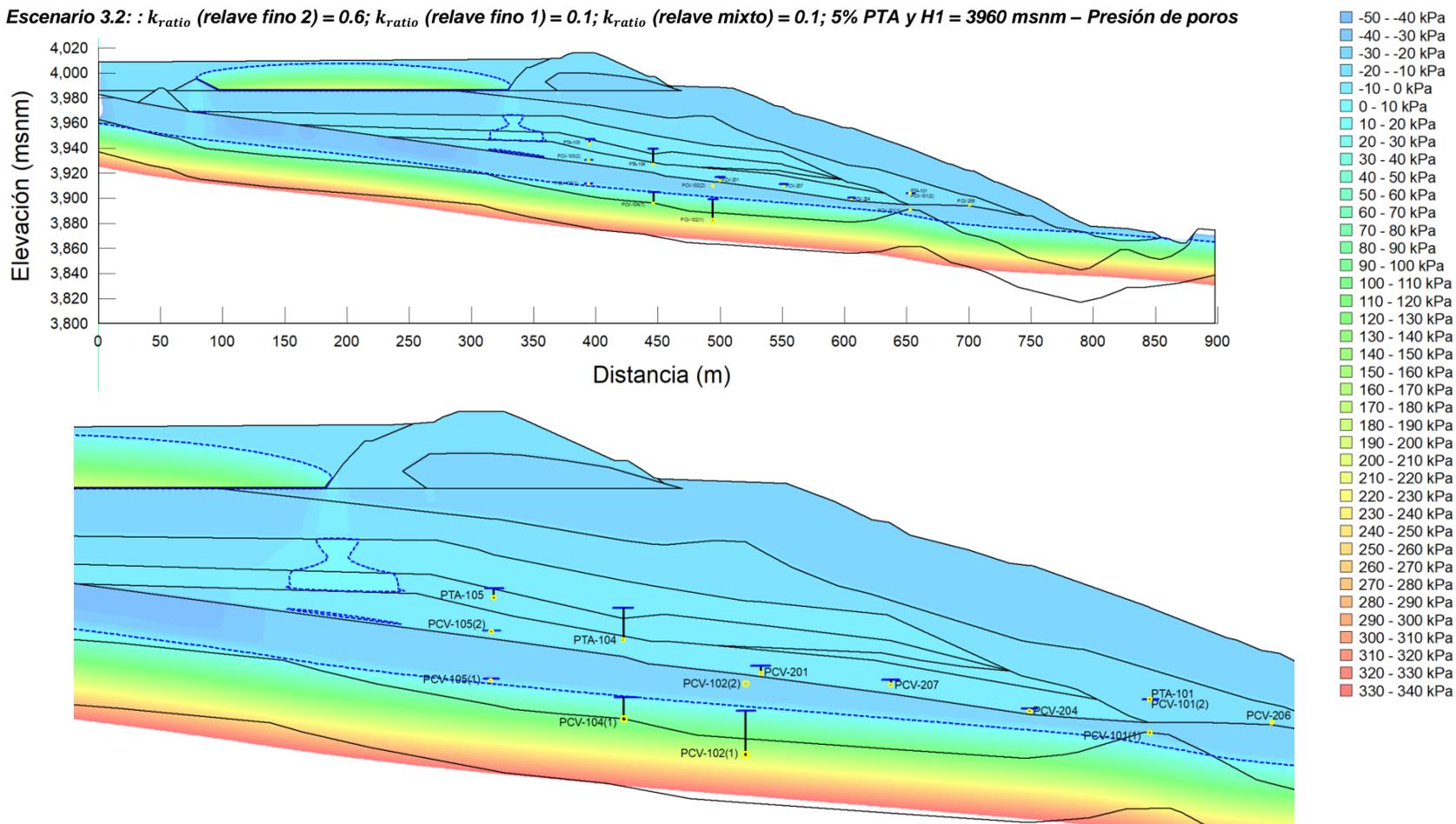


Figura C.15 Escenario 3.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

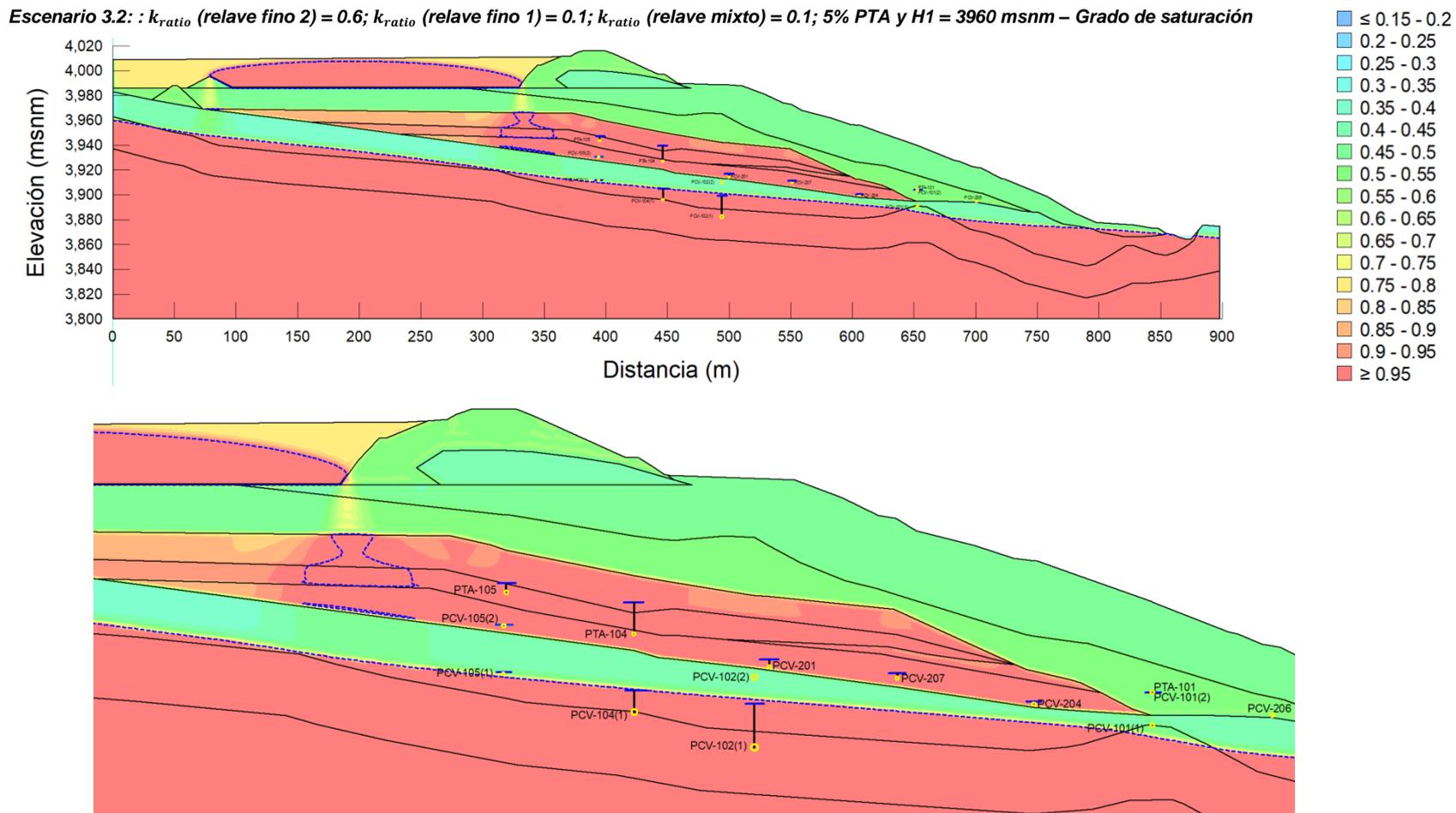


Figura C.16 Escenario 3.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.6; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 3.3: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

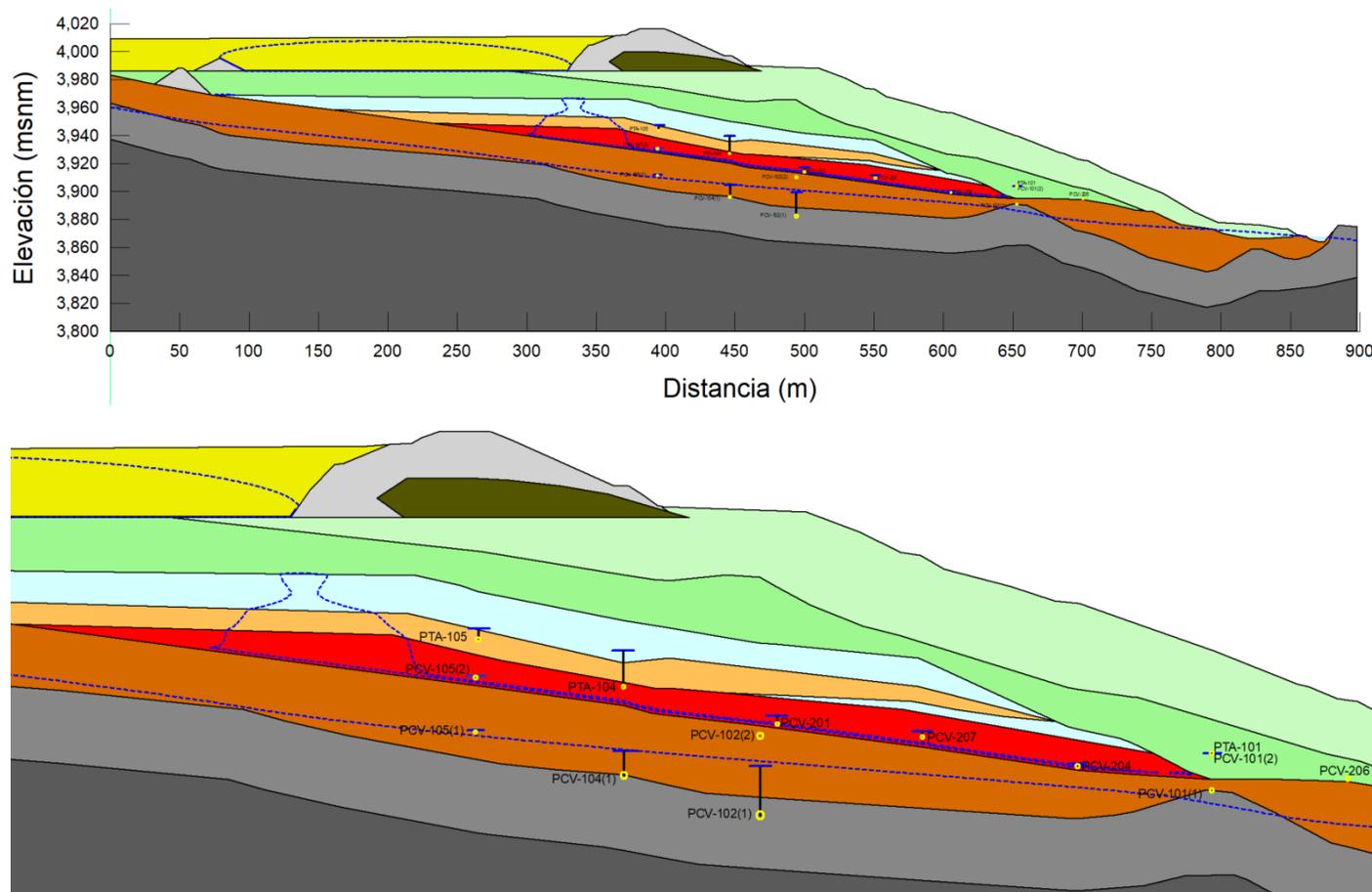


Figura C.17 Escenario 3.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 3.3: : k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

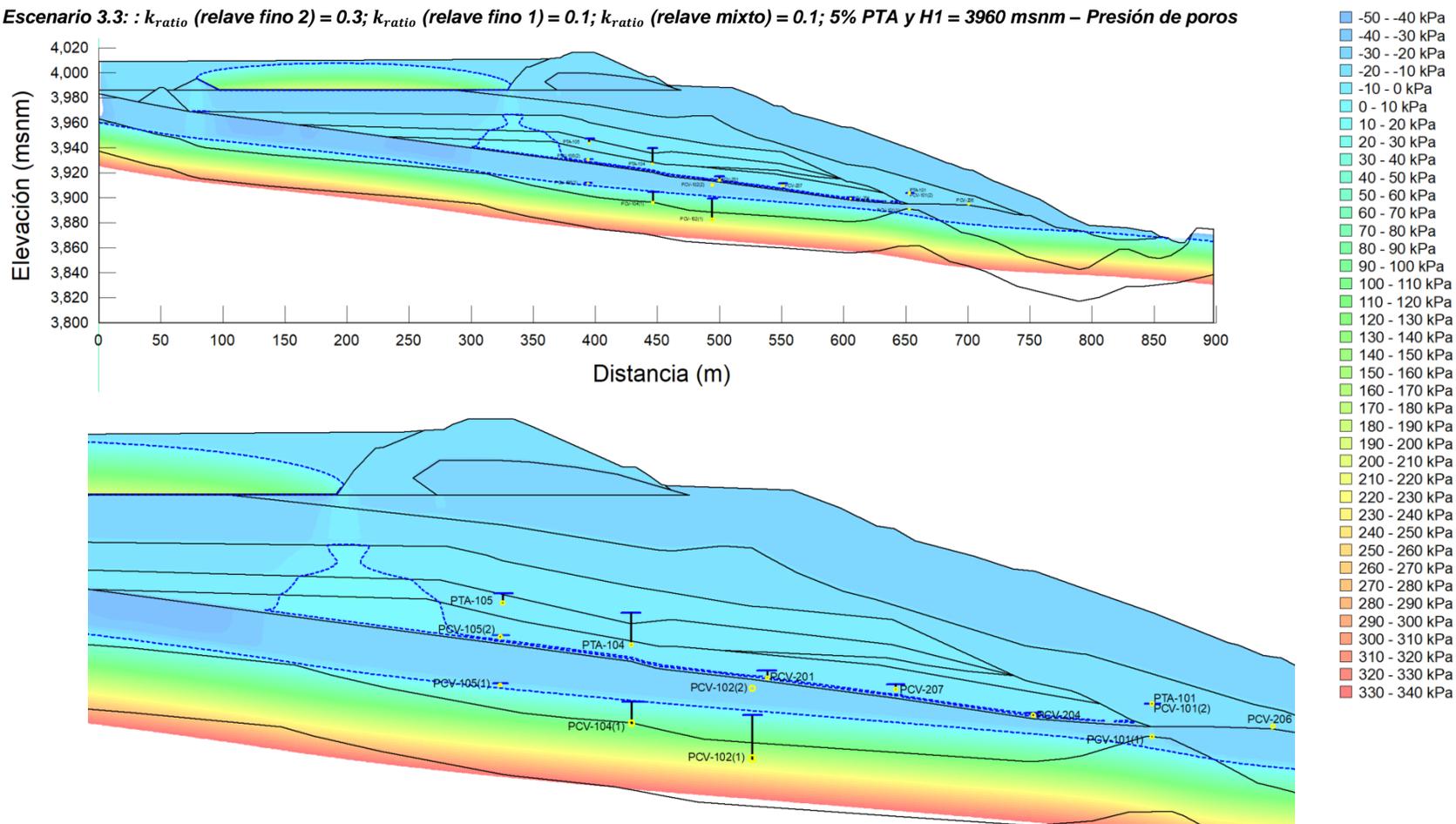


Figura C.18 Escenario 3.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

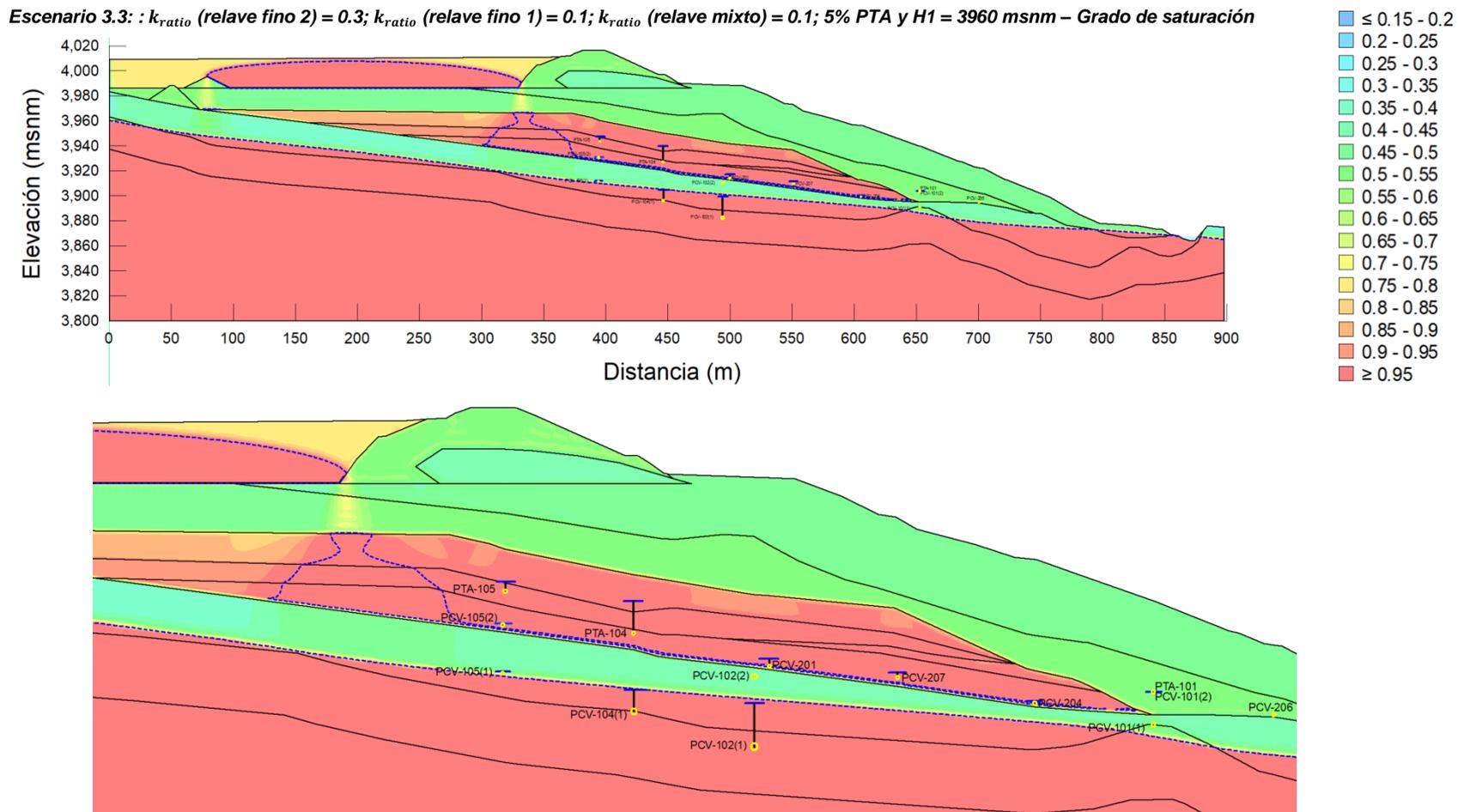


Figura C.19 Escenario 3.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.3; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 4.1: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 4% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

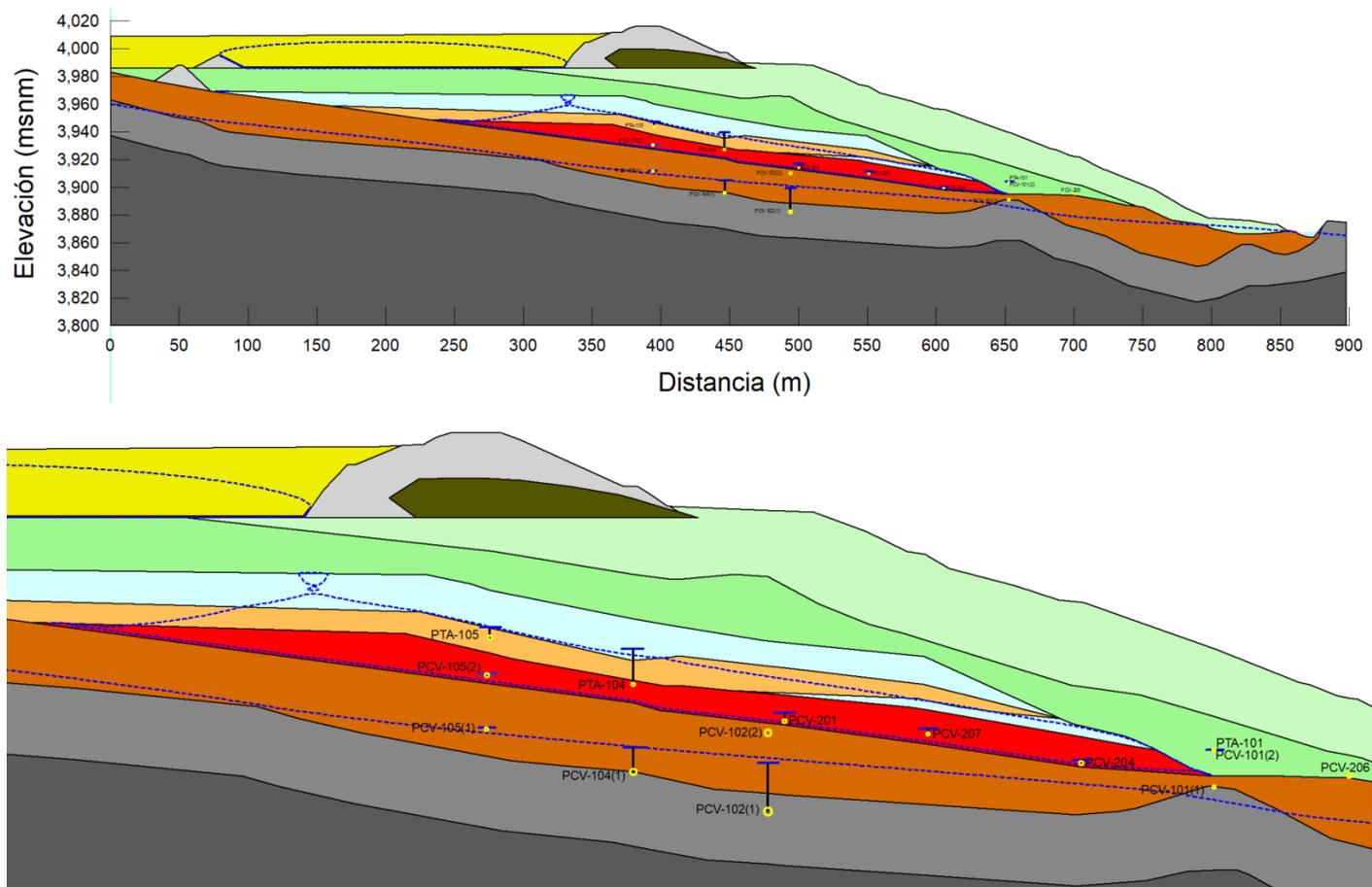


Figura C.20 Escenario 4.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 4% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 4.1: : k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 4% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

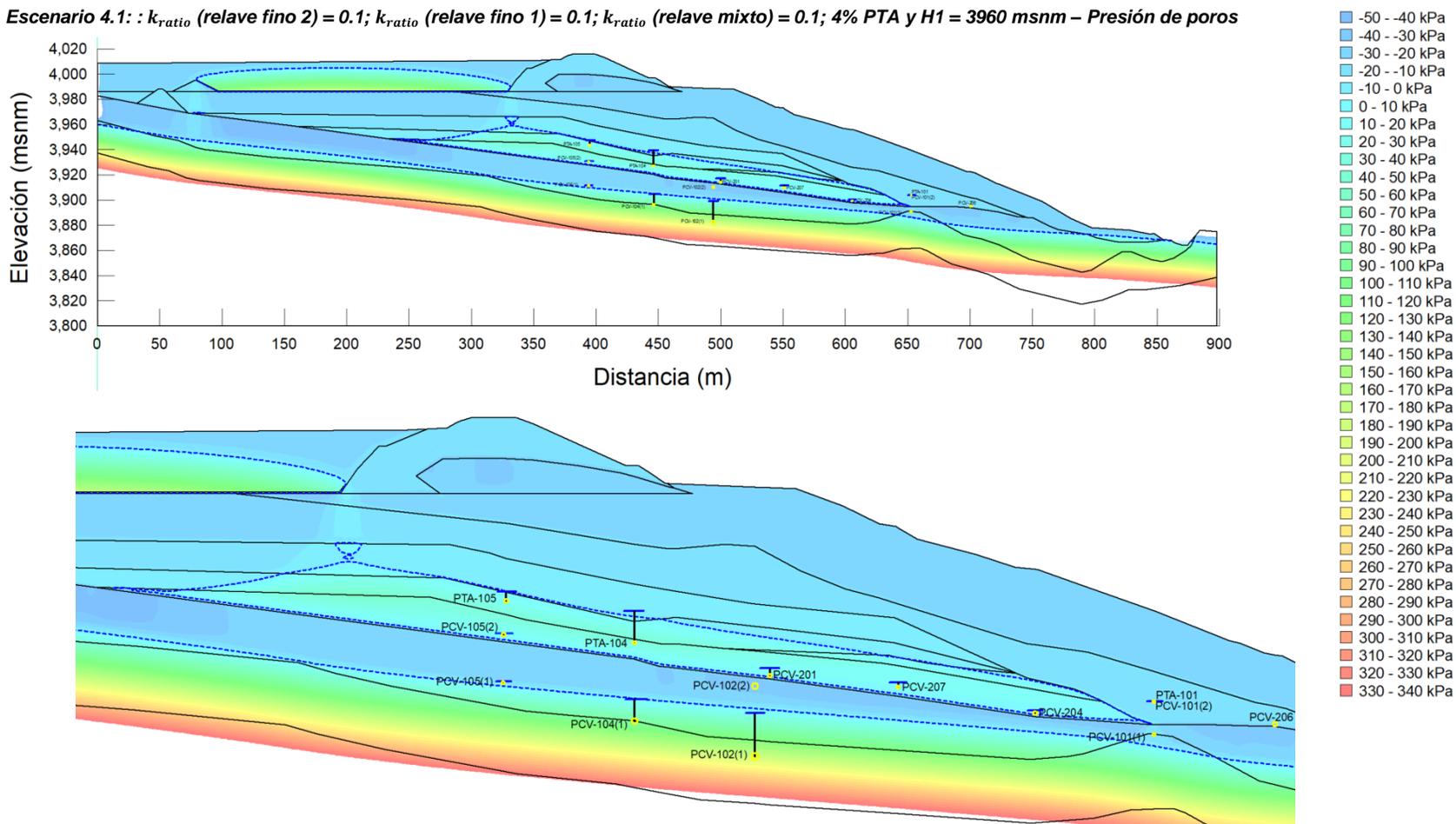


Figura C.21 Escenario 4.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 4% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

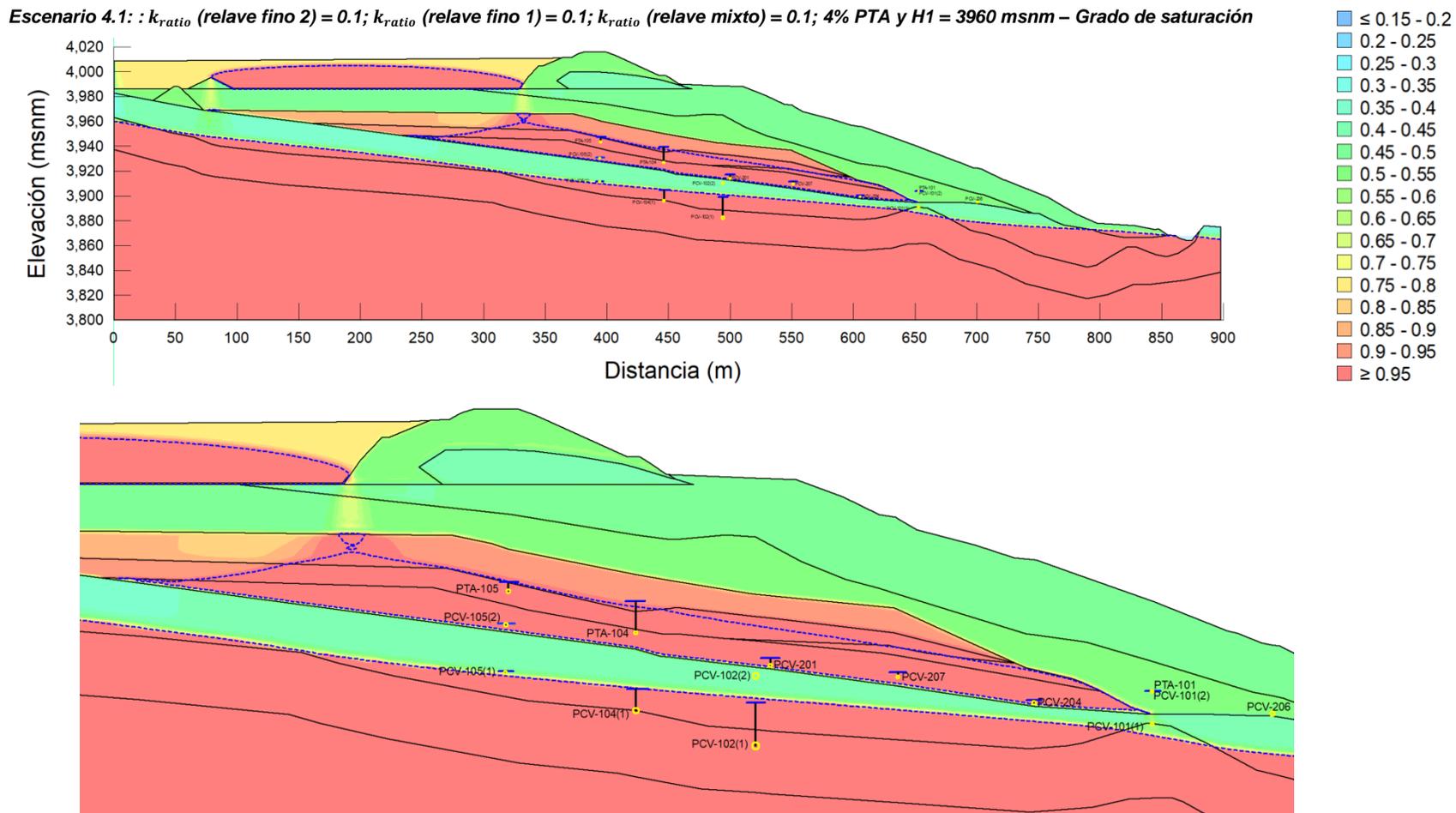


Figura C.22 Escenario 4.1: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 4% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 4.2: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

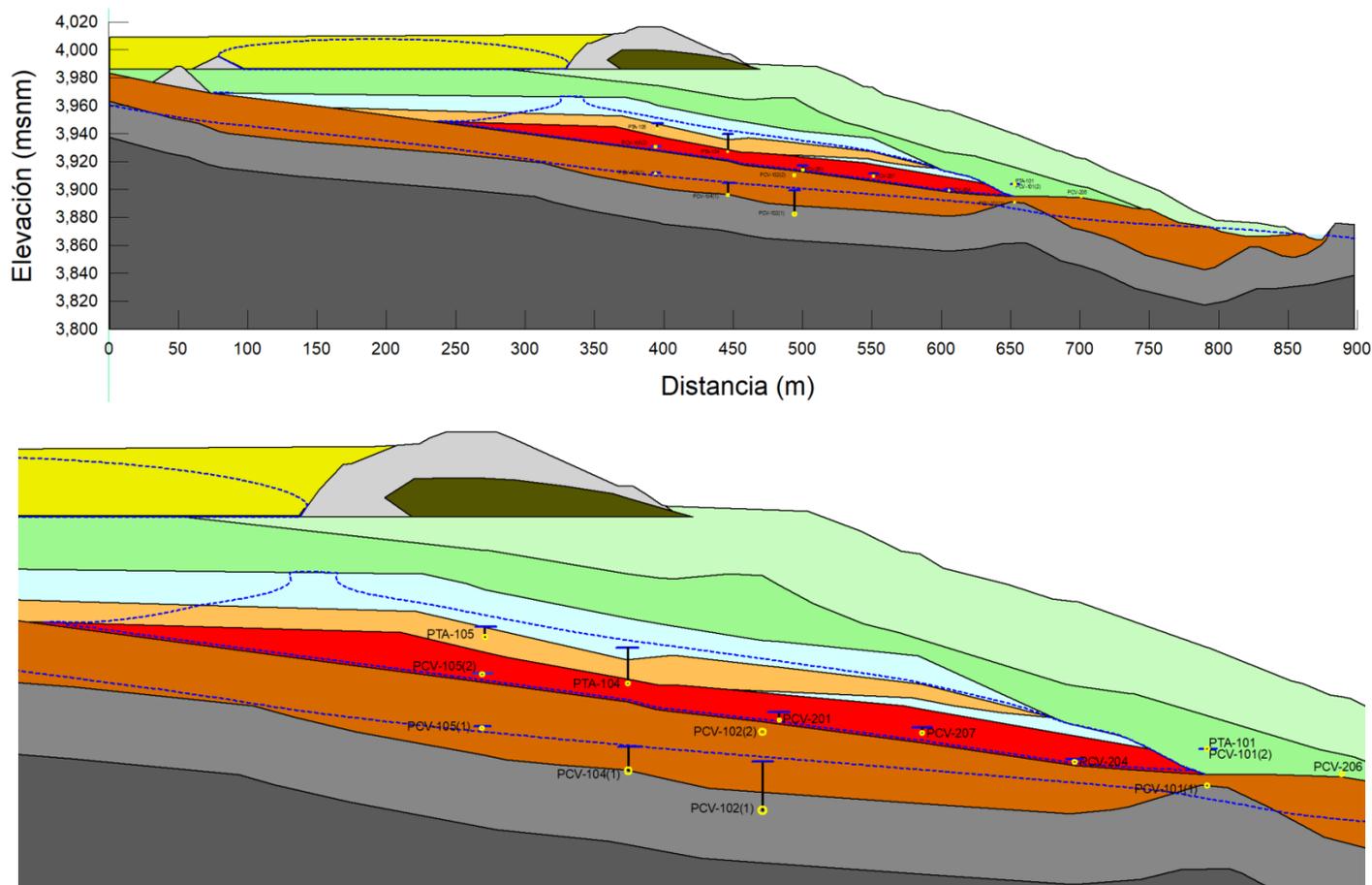


Figura C.23 Escenario 4.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 4.2: : k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

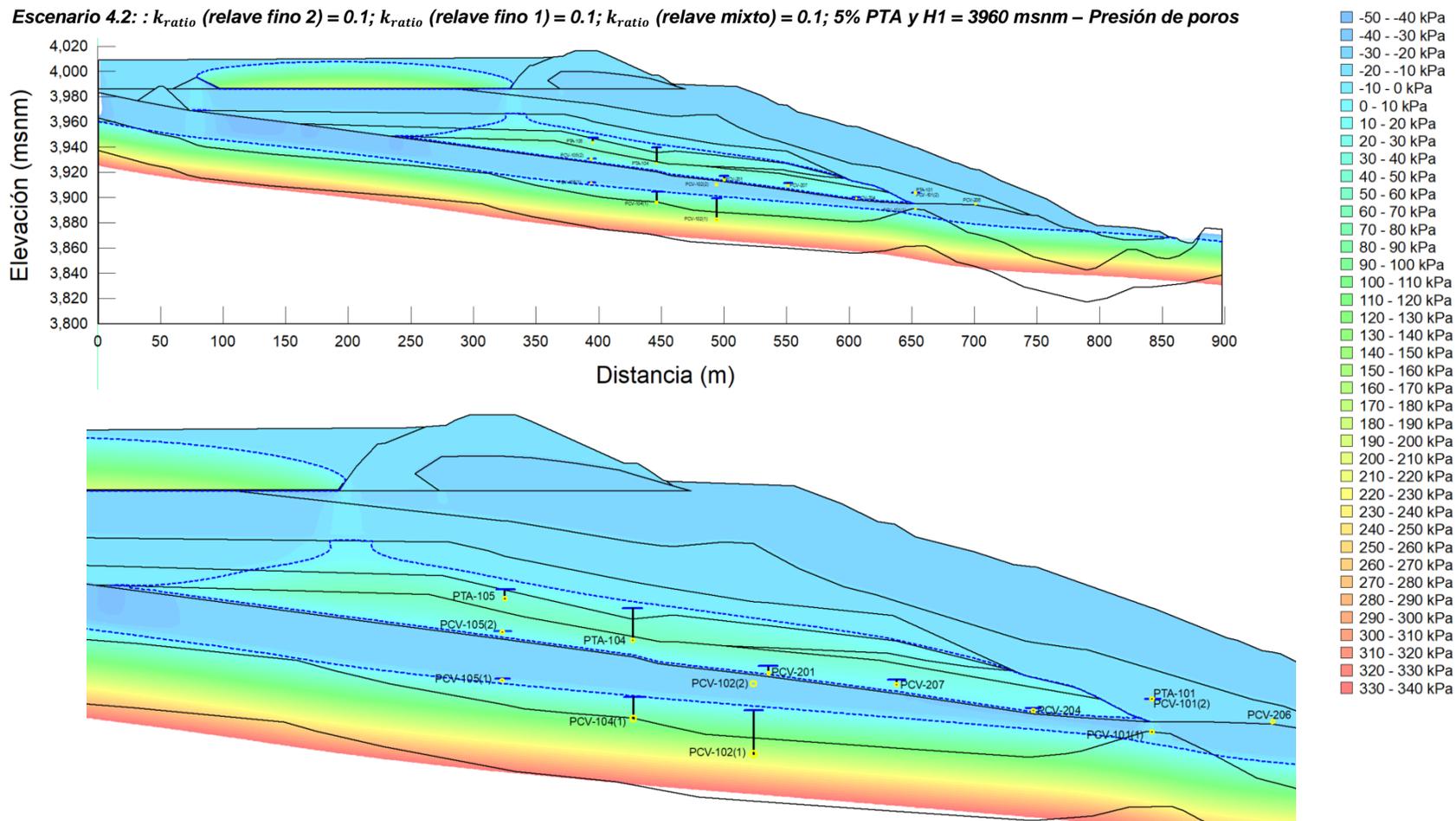


Figura C.24 Escenario 4.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

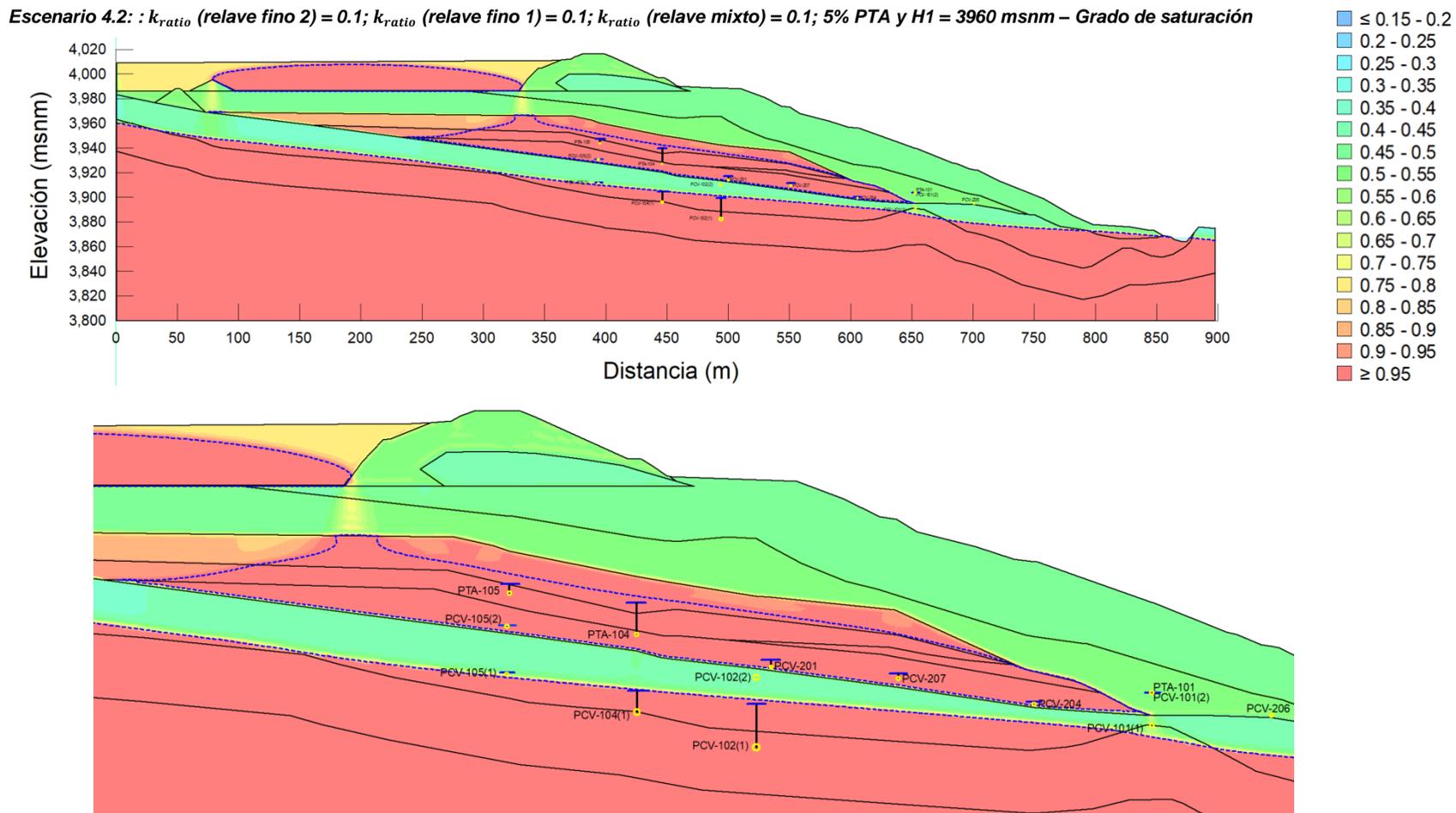


Figura C.25 Escenario 4.2: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 5% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

Escenario 4.3: k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

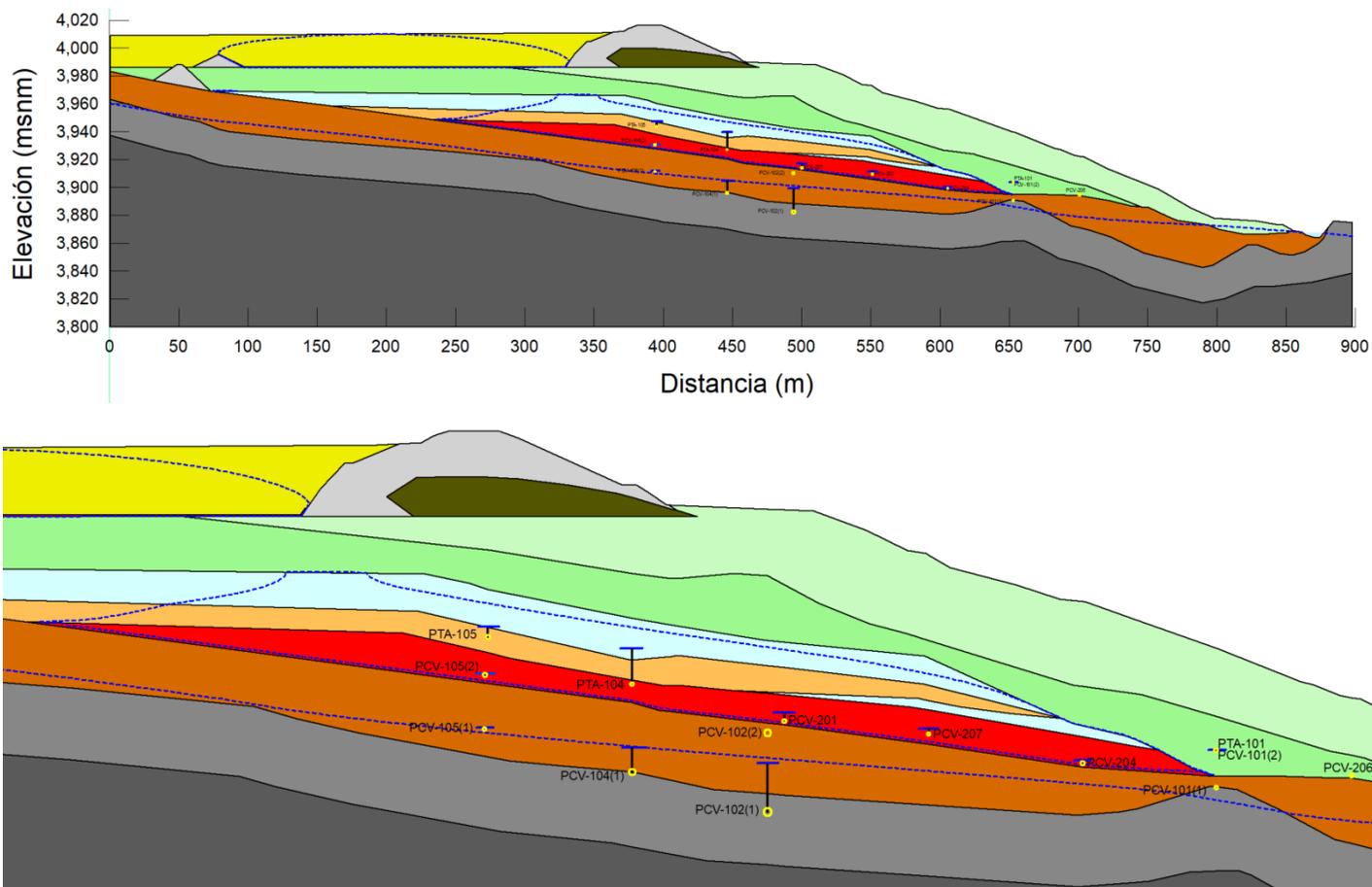


Figura C.26 Escenario 4.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Modelo de materiales

Escenario 4.3: : k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

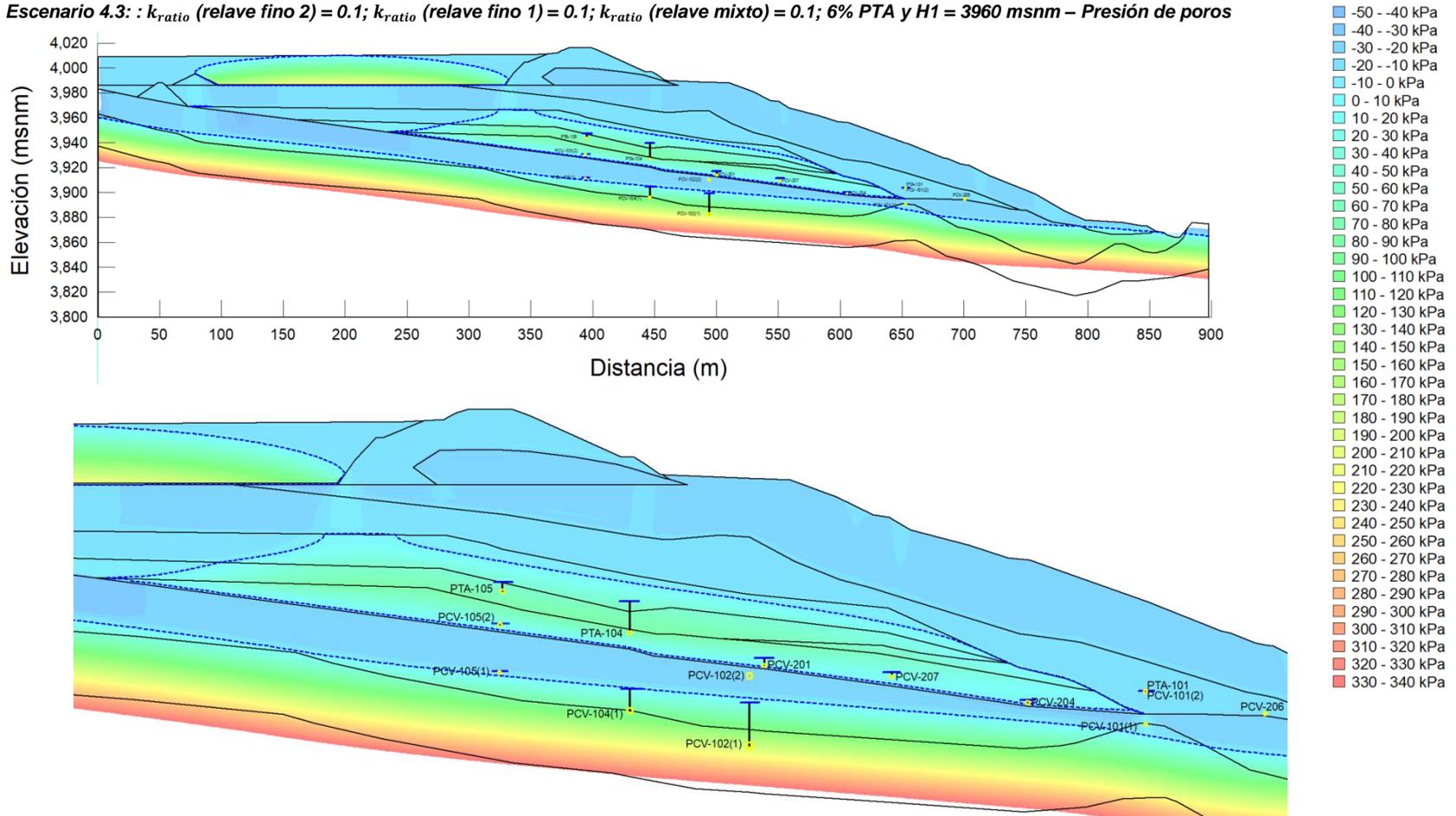


Figura C.27 Escenario 4.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Presión de poros

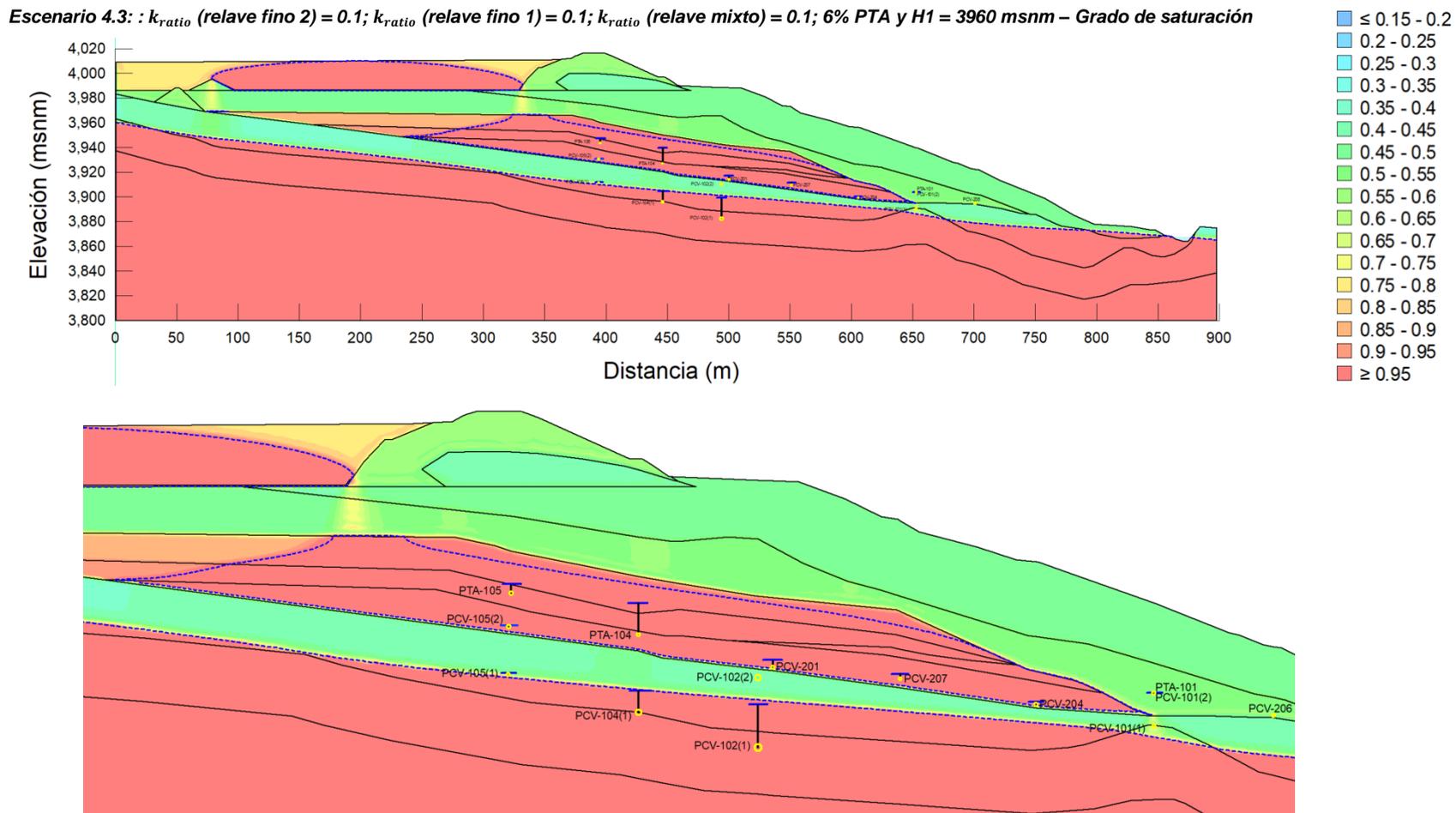


Figura C.28 Escenario 4.3: Resultados del análisis de infiltración considerando k_{ratio} (relave fino 2) = 0.1; k_{ratio} (relave fino 1) = 0.1; k_{ratio} (relave mixto) = 0.1; y aplicando una recarga de 6% PTA y H1 = 3960 msnm – Grado de saturación

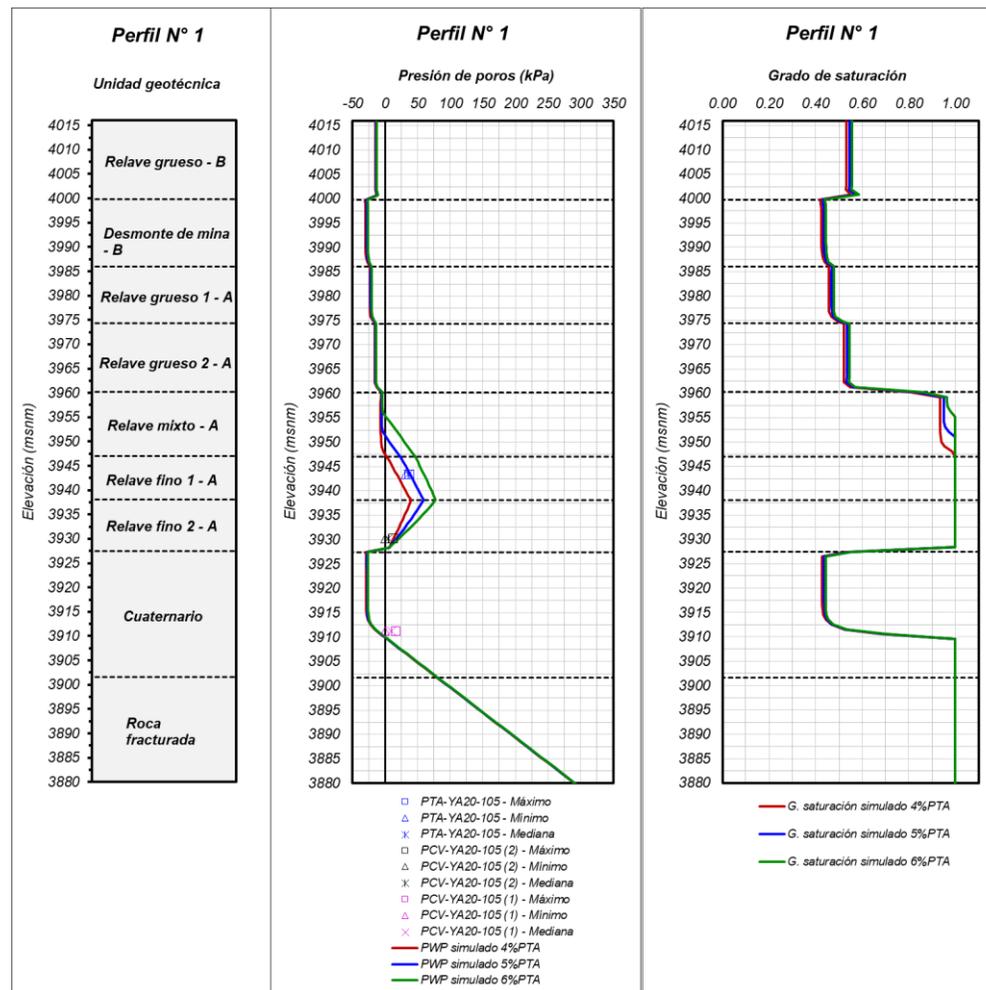


Figura C.29 Resultados del Perfil N° 1 – Presión de poros y grado de saturación

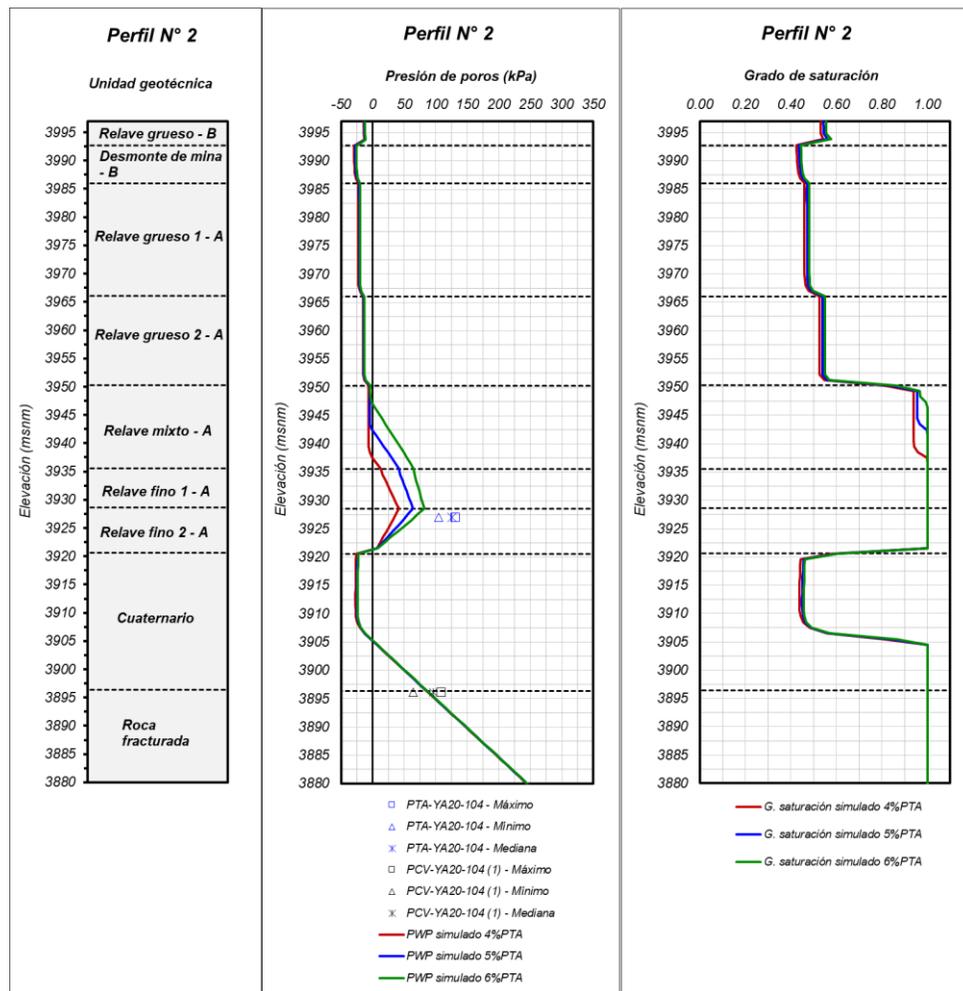


Figura C.30 Resultados del Perfil N° 2 – Presión de poros y grado de saturación

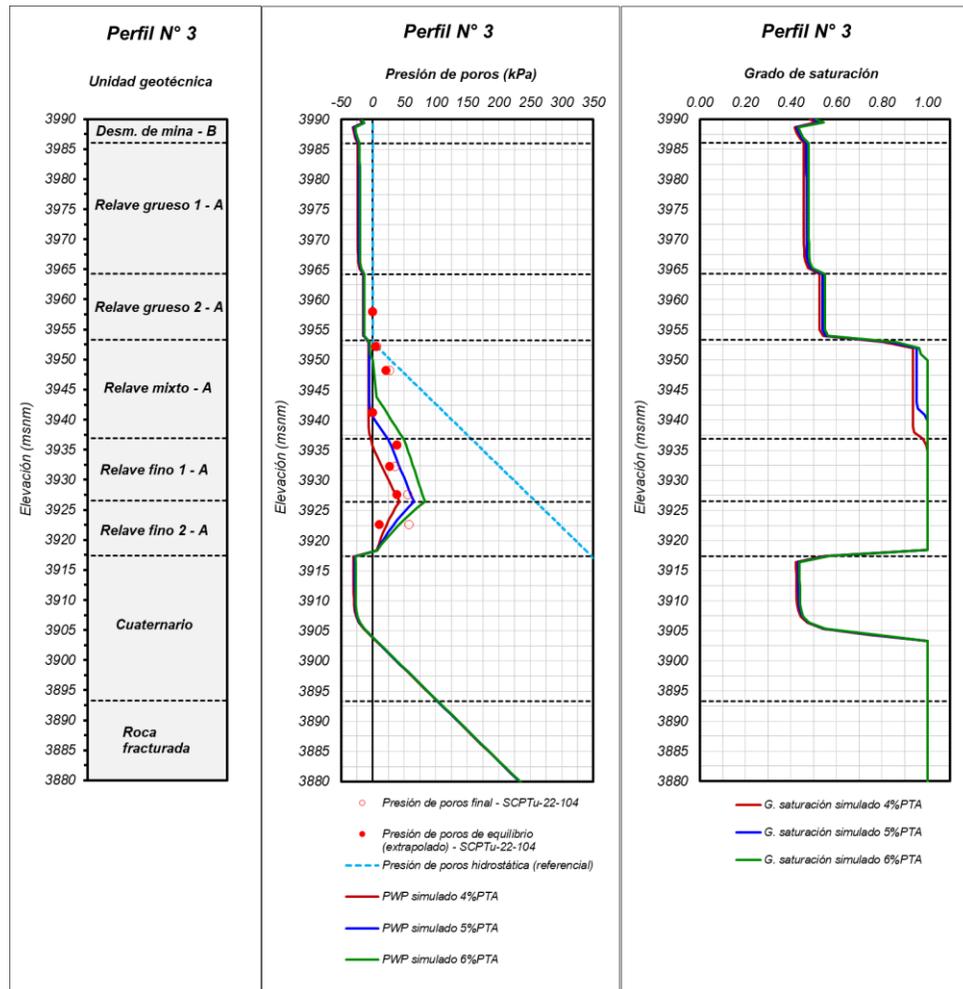


Figura C.31 Resultados del Perfil N° 3 – Presión de poros y grado de saturación

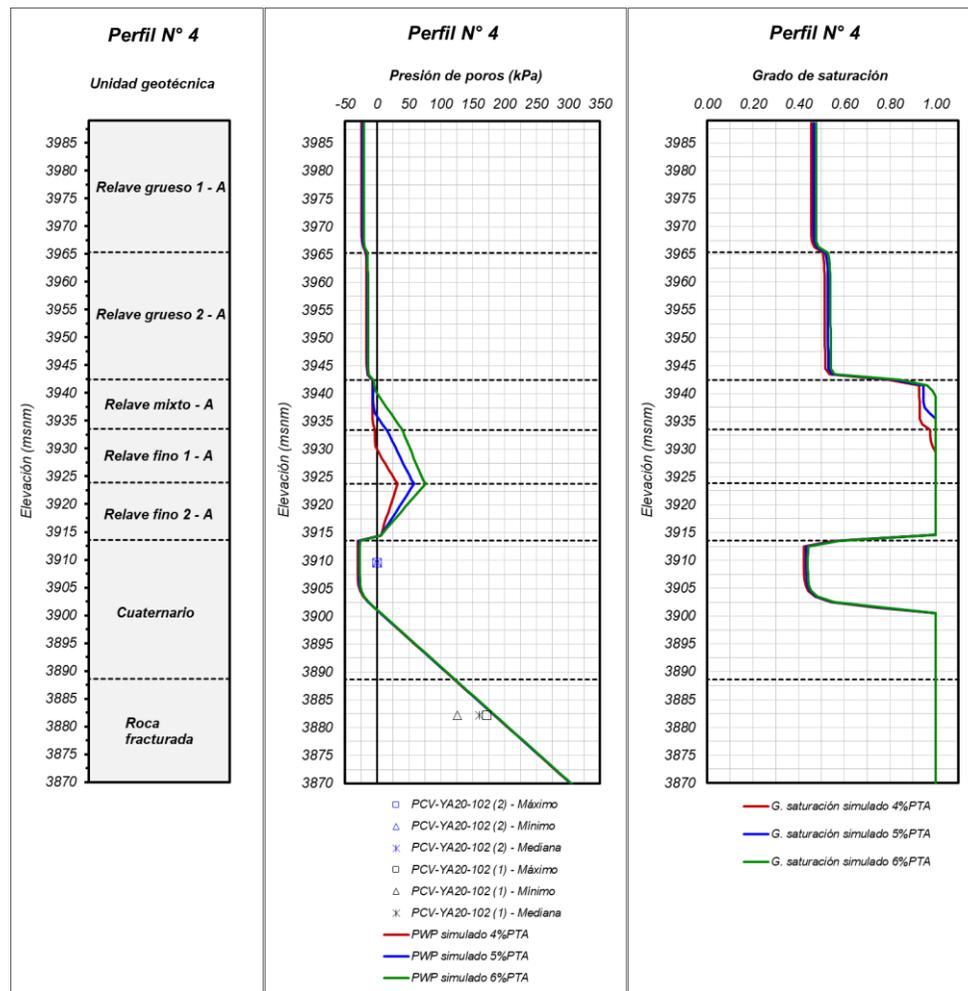


Figura C.32 Resultados del Perfil N° 4 – Presión de poros y grado de saturación

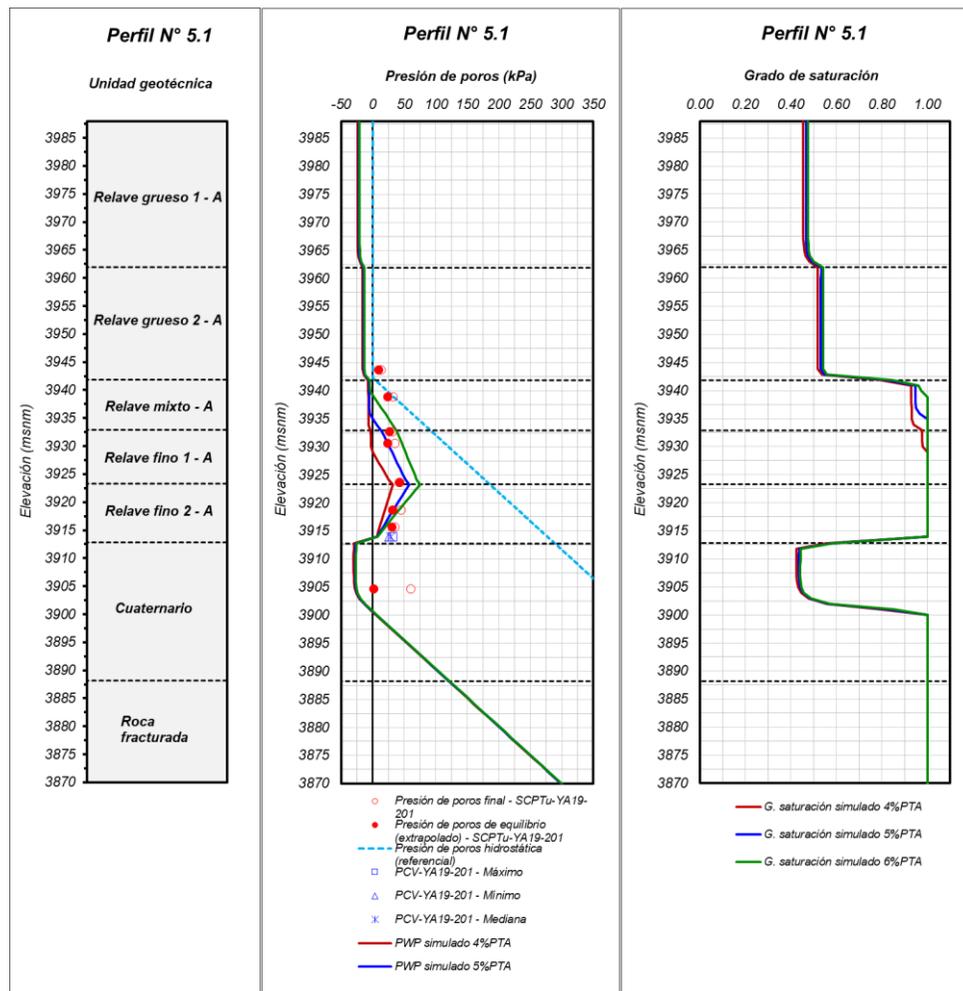


Figura C.33 Resultados del Perfil N° 5.1 – Presión de poros y grado de saturación

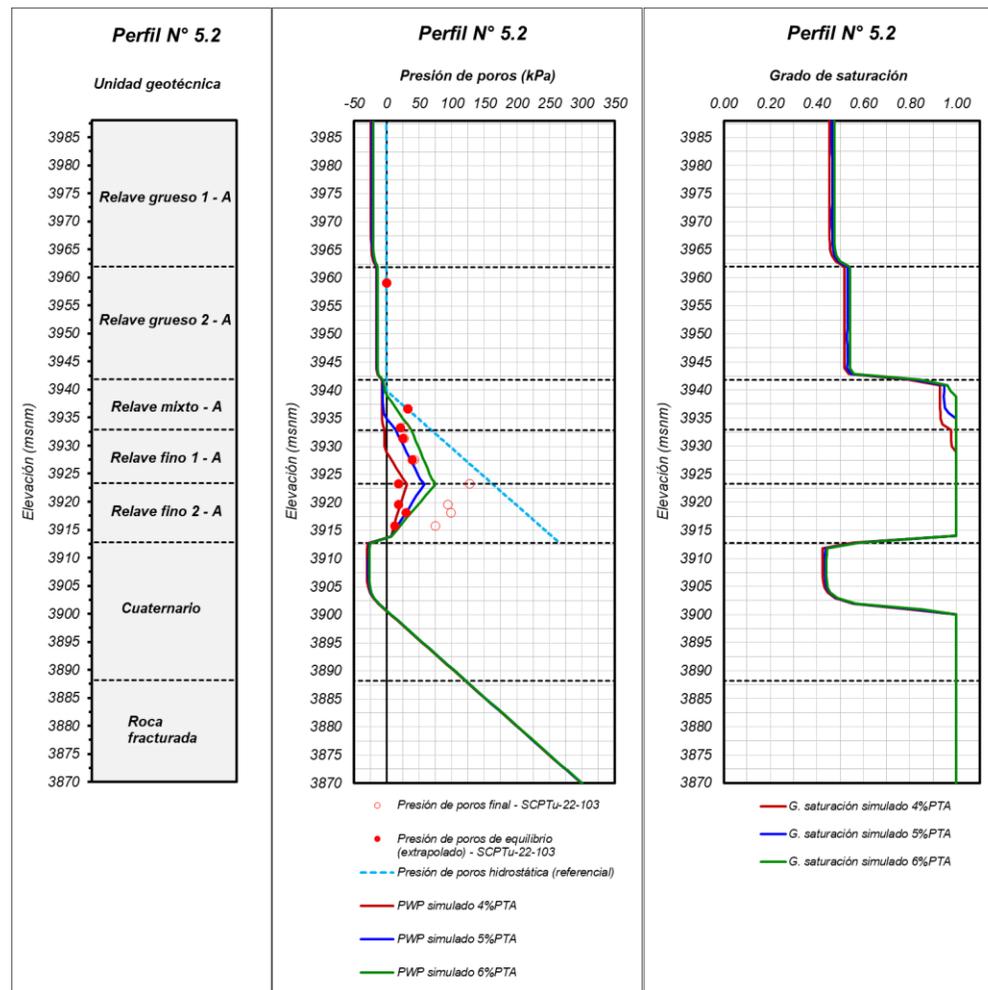


Figura C.34 Resultados del Perfil N° 5.2 – Presión de poros y grado de saturación

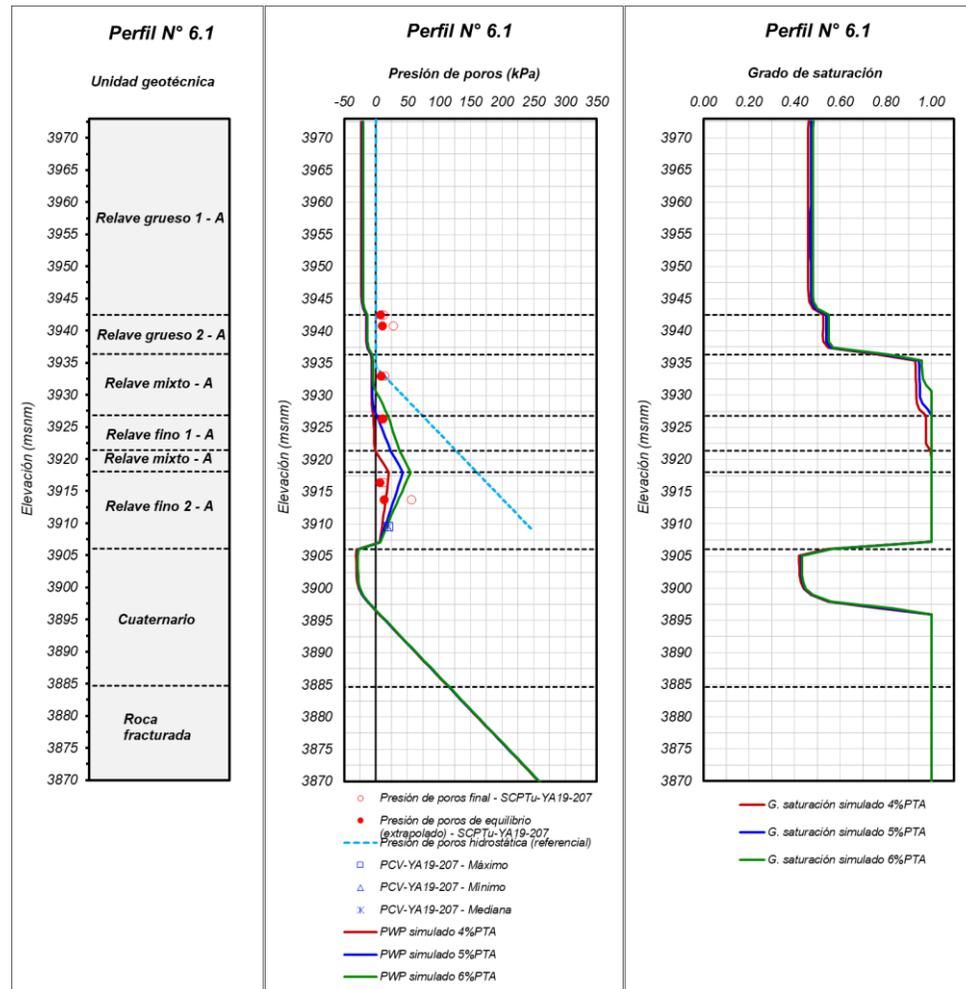


Figura C.35 Resultados del Perfil N° 6.1 – Presión de poros y grado de saturación

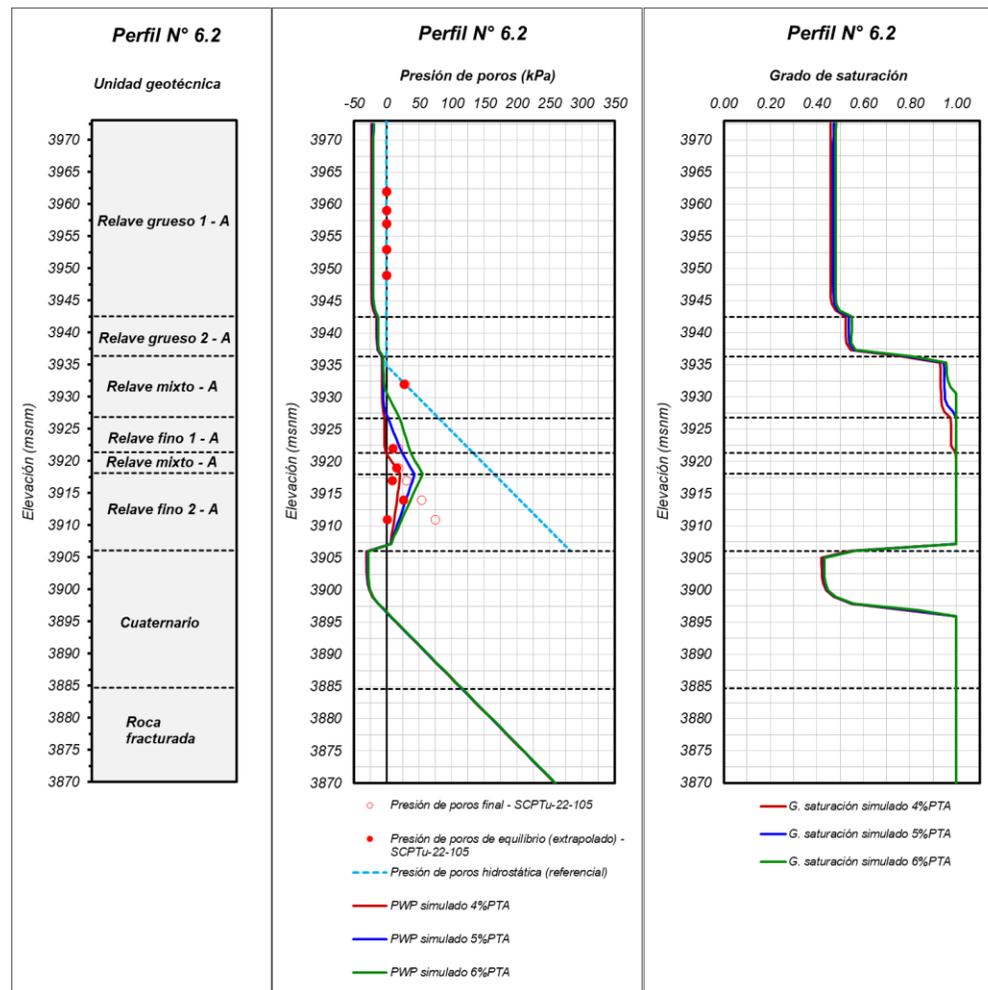


Figura C.36 Resultados del Perfil N° 6.2 – Presión de poros y grado de saturación

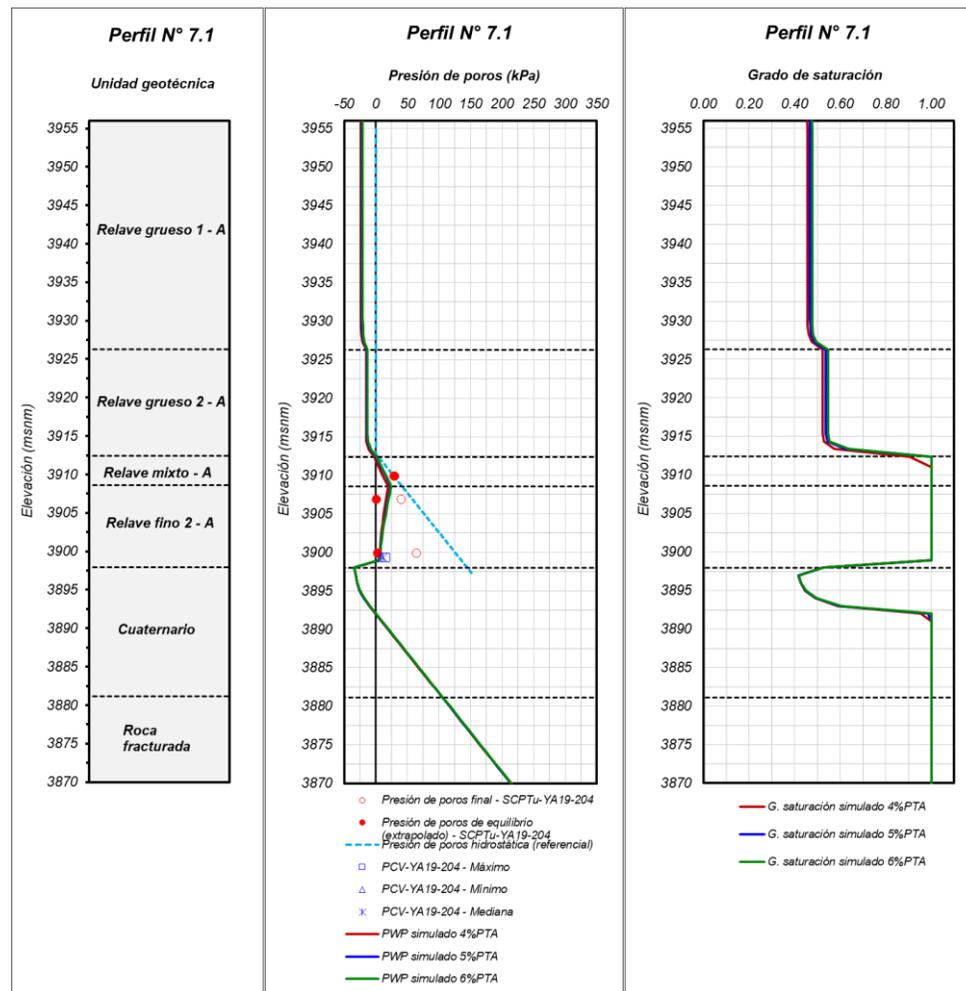


Figura C.37 Resultados del Perfil N° 7.1 – Presión de poros y grado de saturación

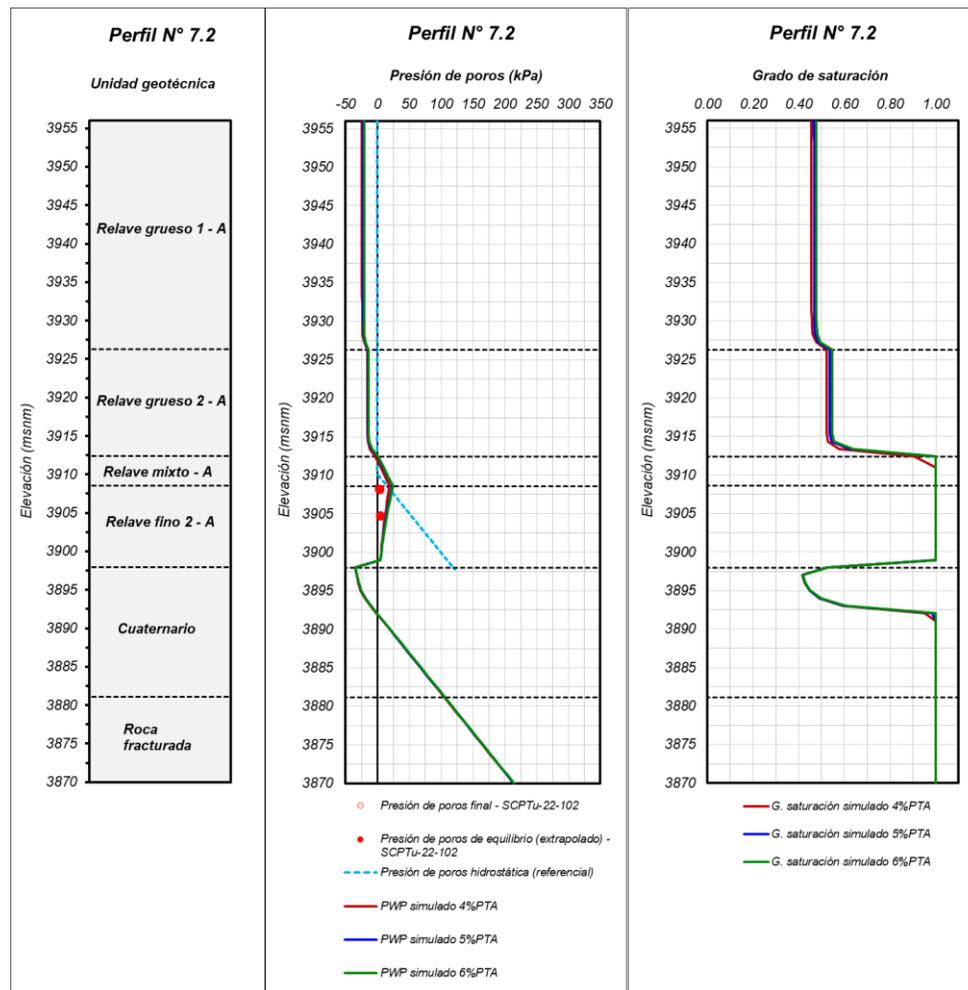


Figura C.38 Resultados del Perfil N° 7.2 – Presión de poros y grado de saturación

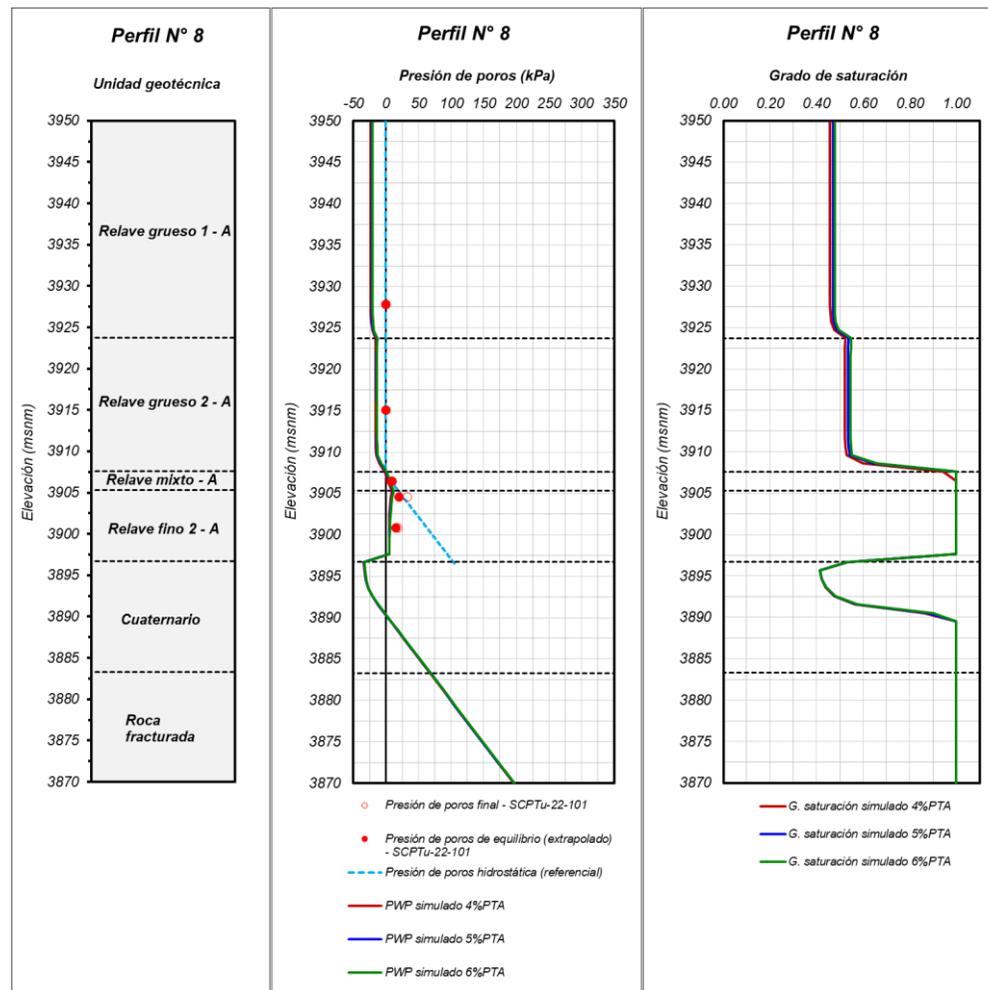


Figura C.39 Resultados del Perfil N° 8 – Presión de poros y grado de saturación

ANEXO D: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

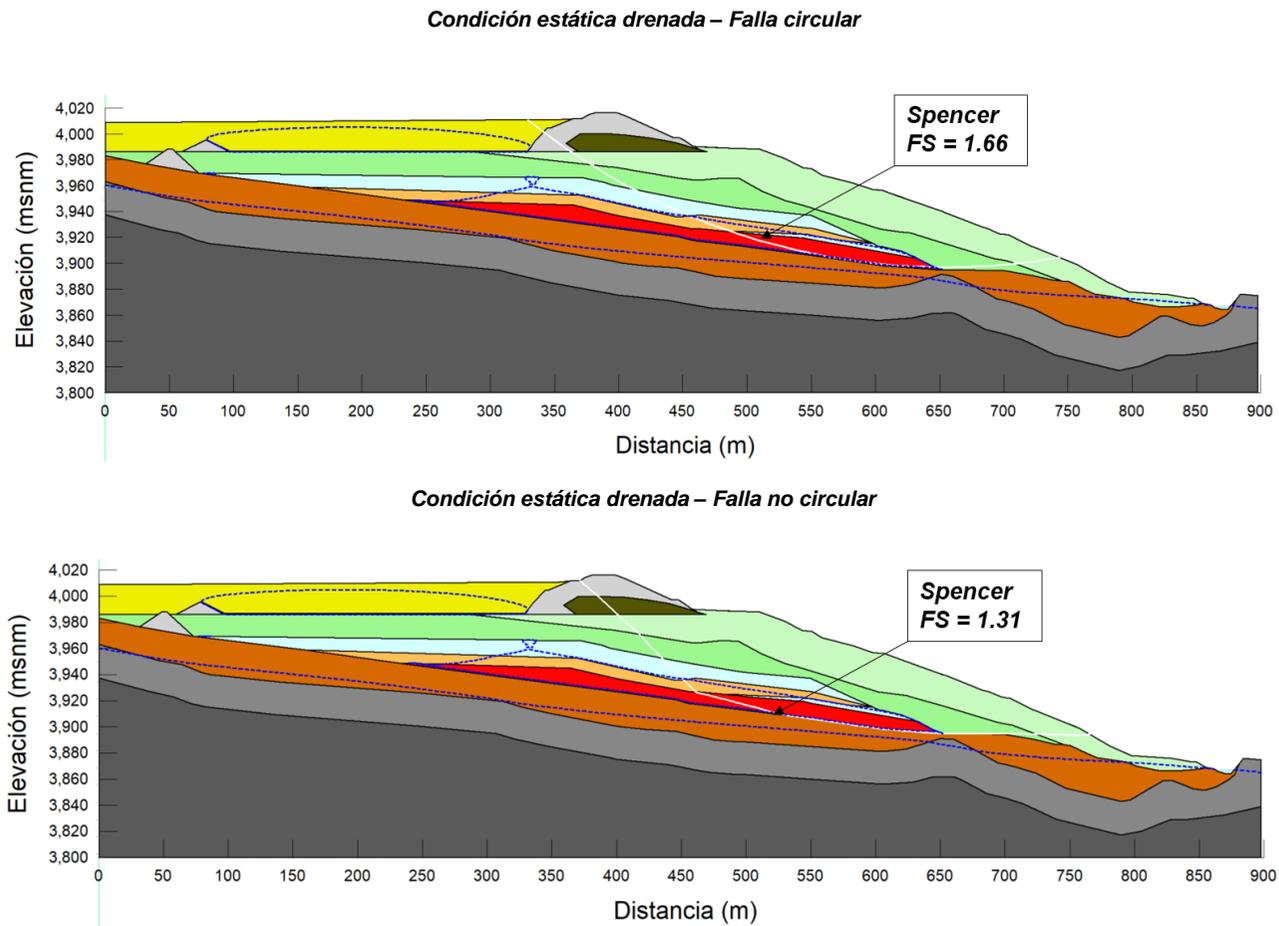


Figura D.1 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.1 (4% PTA) - Condición estática drenada - Falla circular y no circular

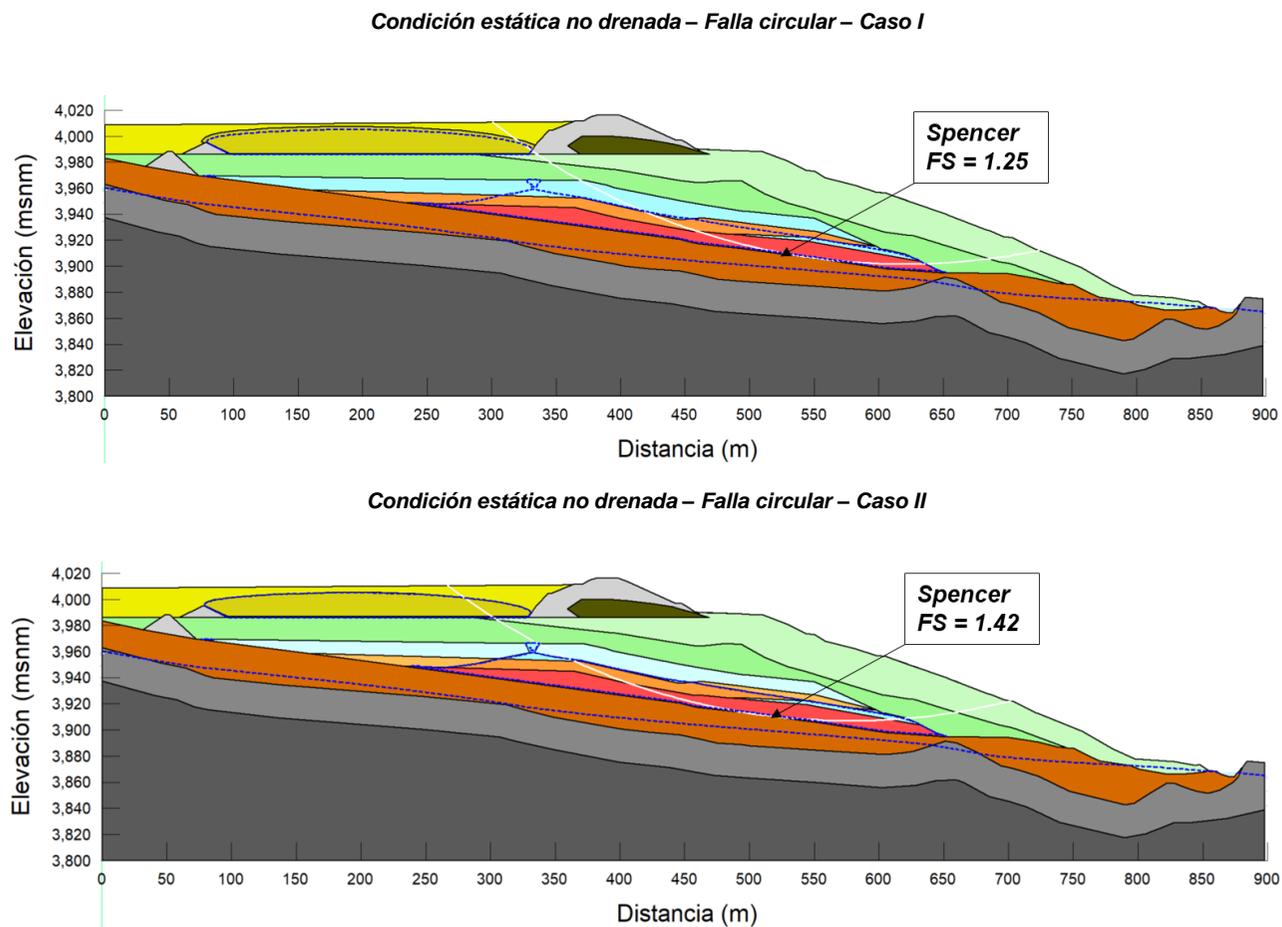


Figura D.2 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.1 (4% PTA) – Condición estática no drenada – Falla circular – Caso I y II

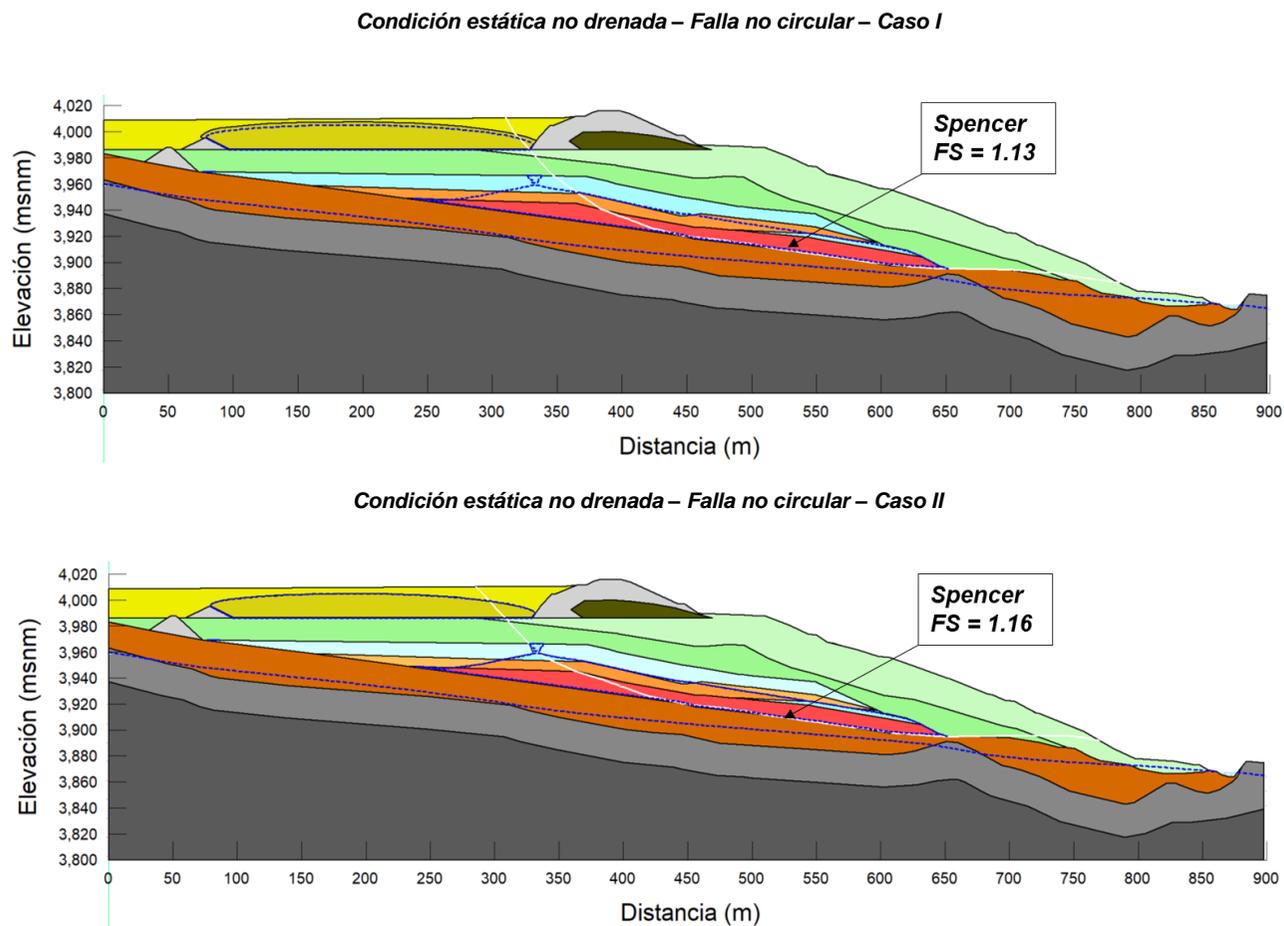


Figura D.3 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.1 (4% PTA) – Condición estática no drenada – Falla no circular – Caso I y II

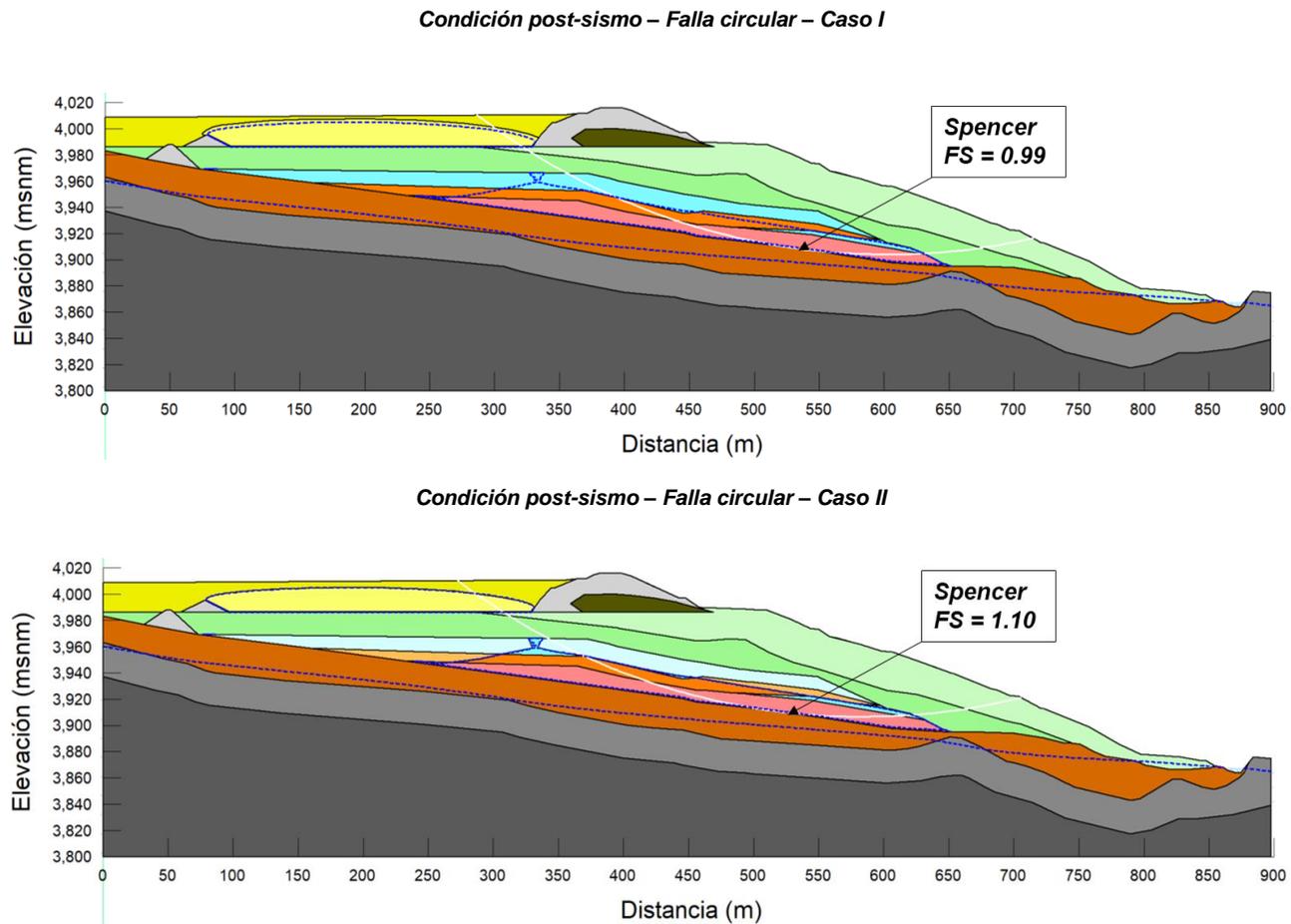


Figura D.4 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.1 (4% PTA) – Condición post-sismo – Falla circular – Caso I y II

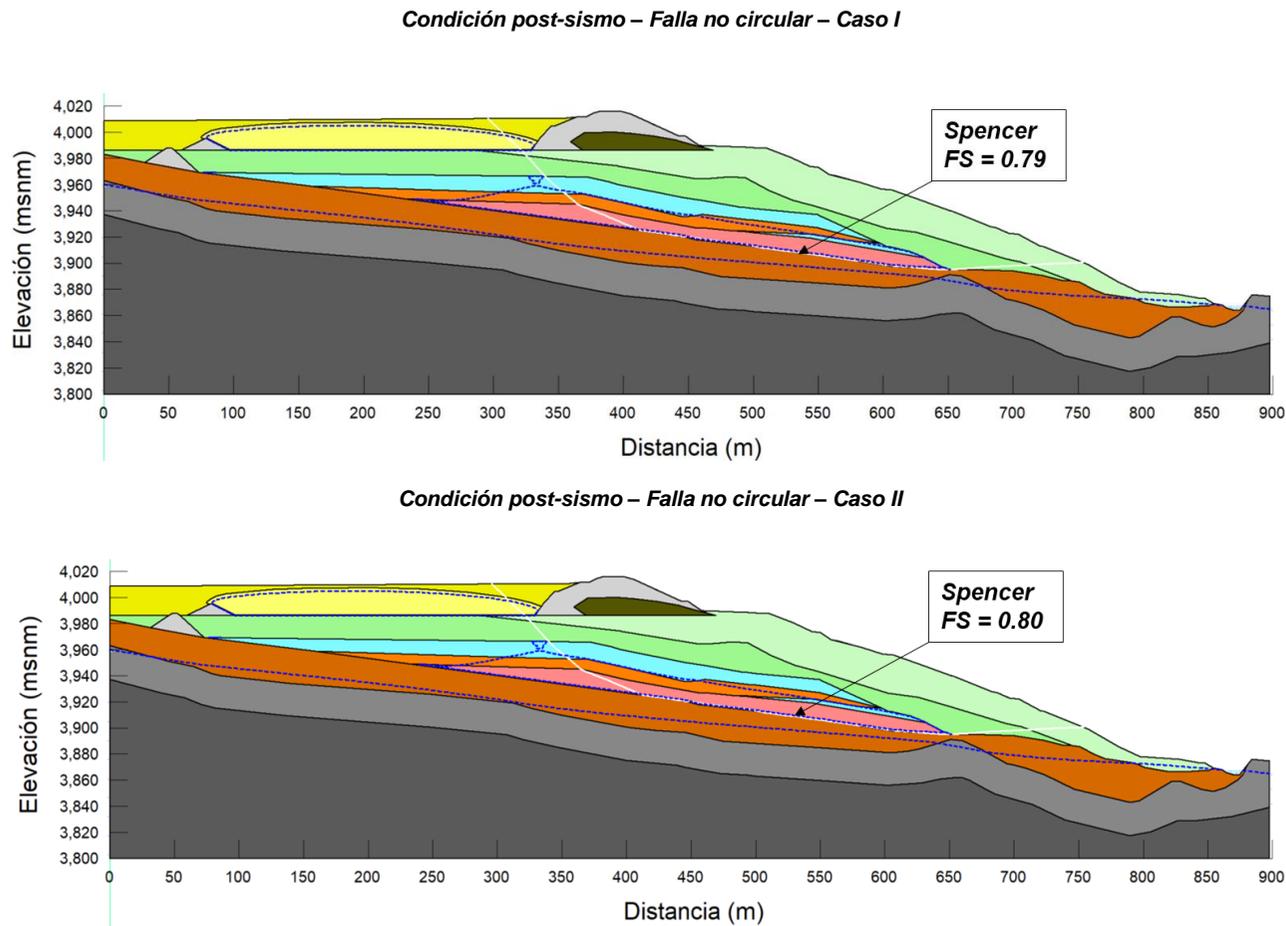


Figura D.5 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.1 (4% PTA) – Condición post-sismo – Falla no circular – Caso I y II

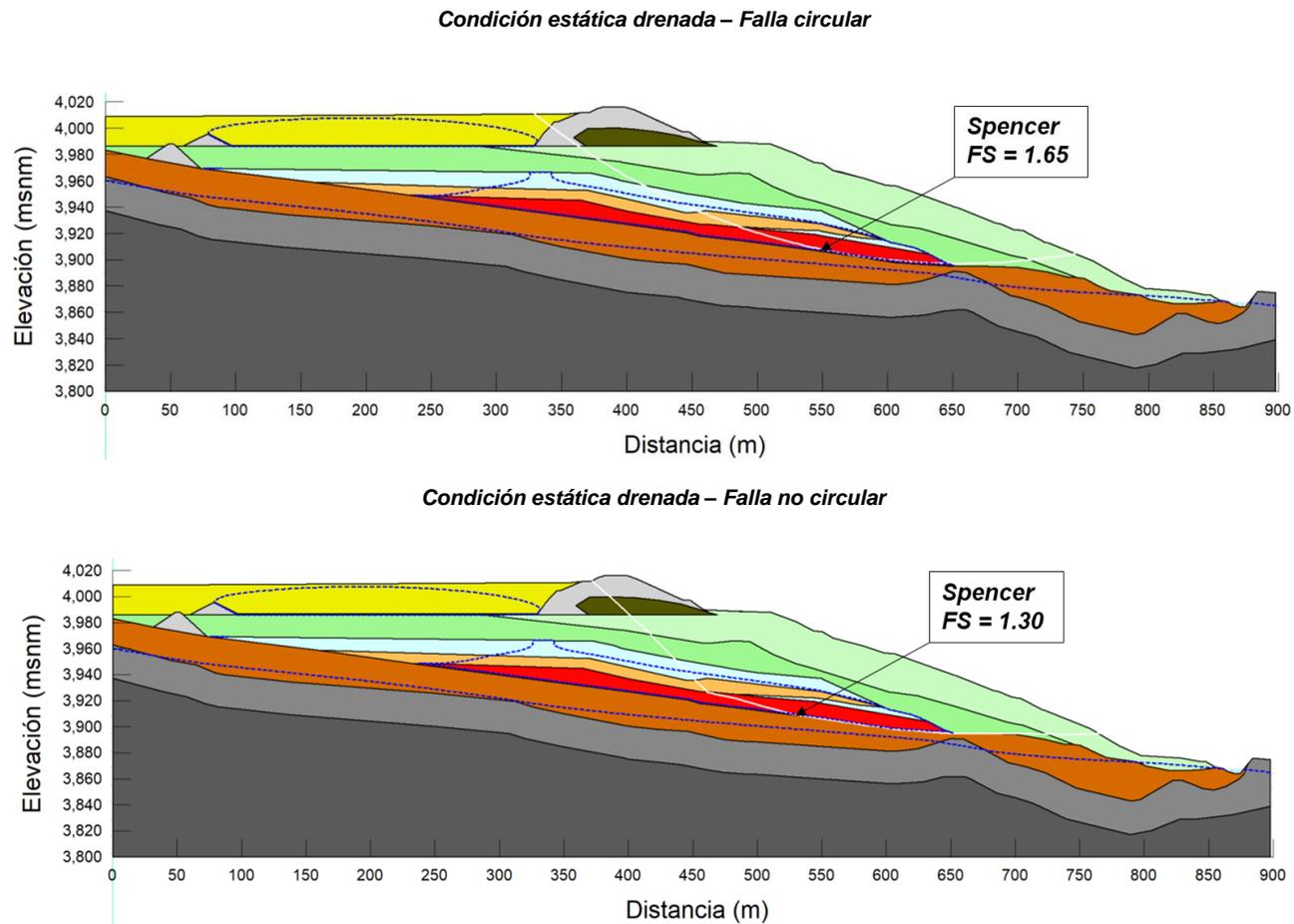


Figura D.6 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.2 (5% PTA) – Condición estática drenada – Falla circular y no circular

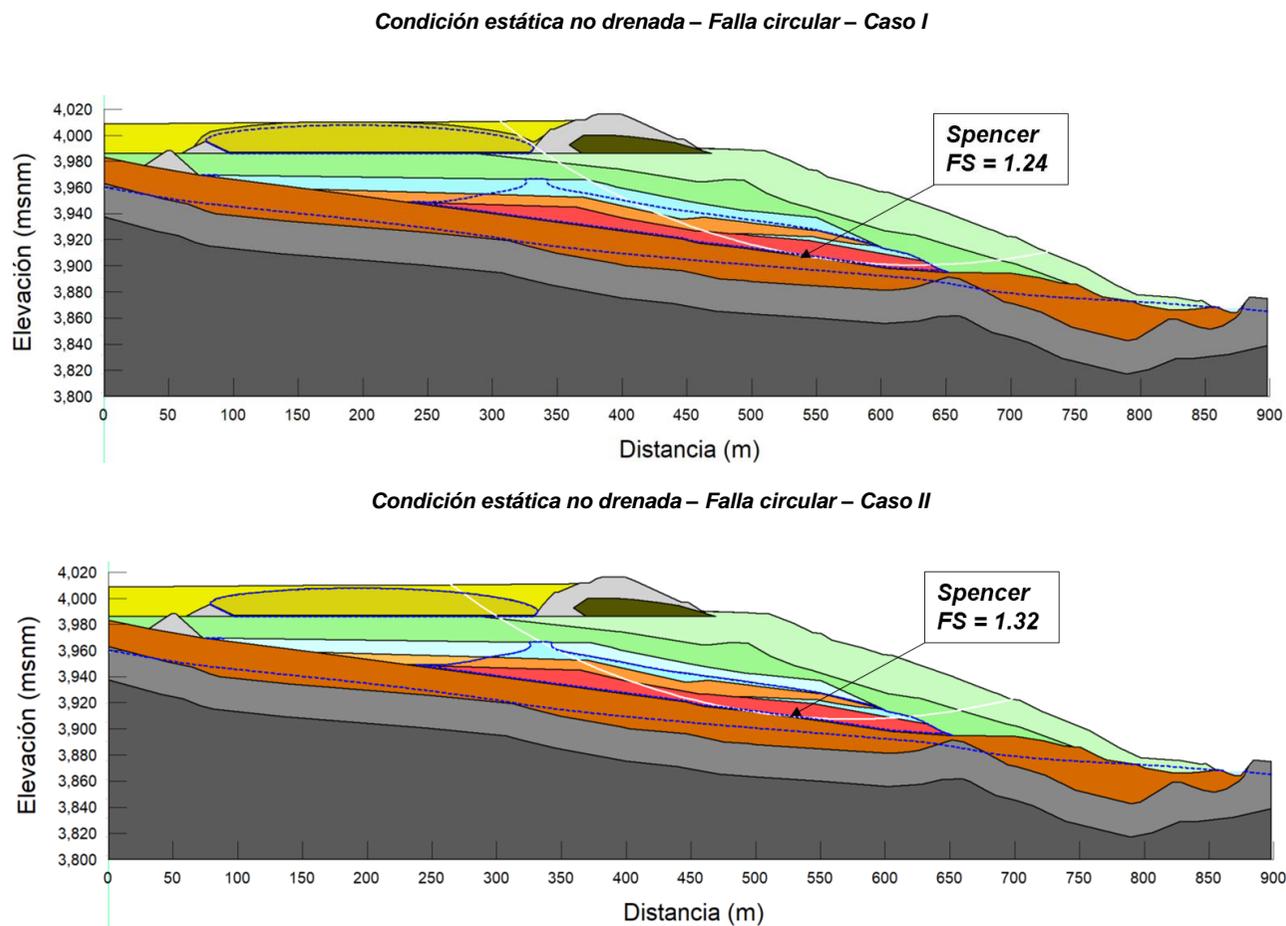


Figura D.7 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.2 (5% PTA) – Condición estática no drenada – Falla circular – Caso I y II

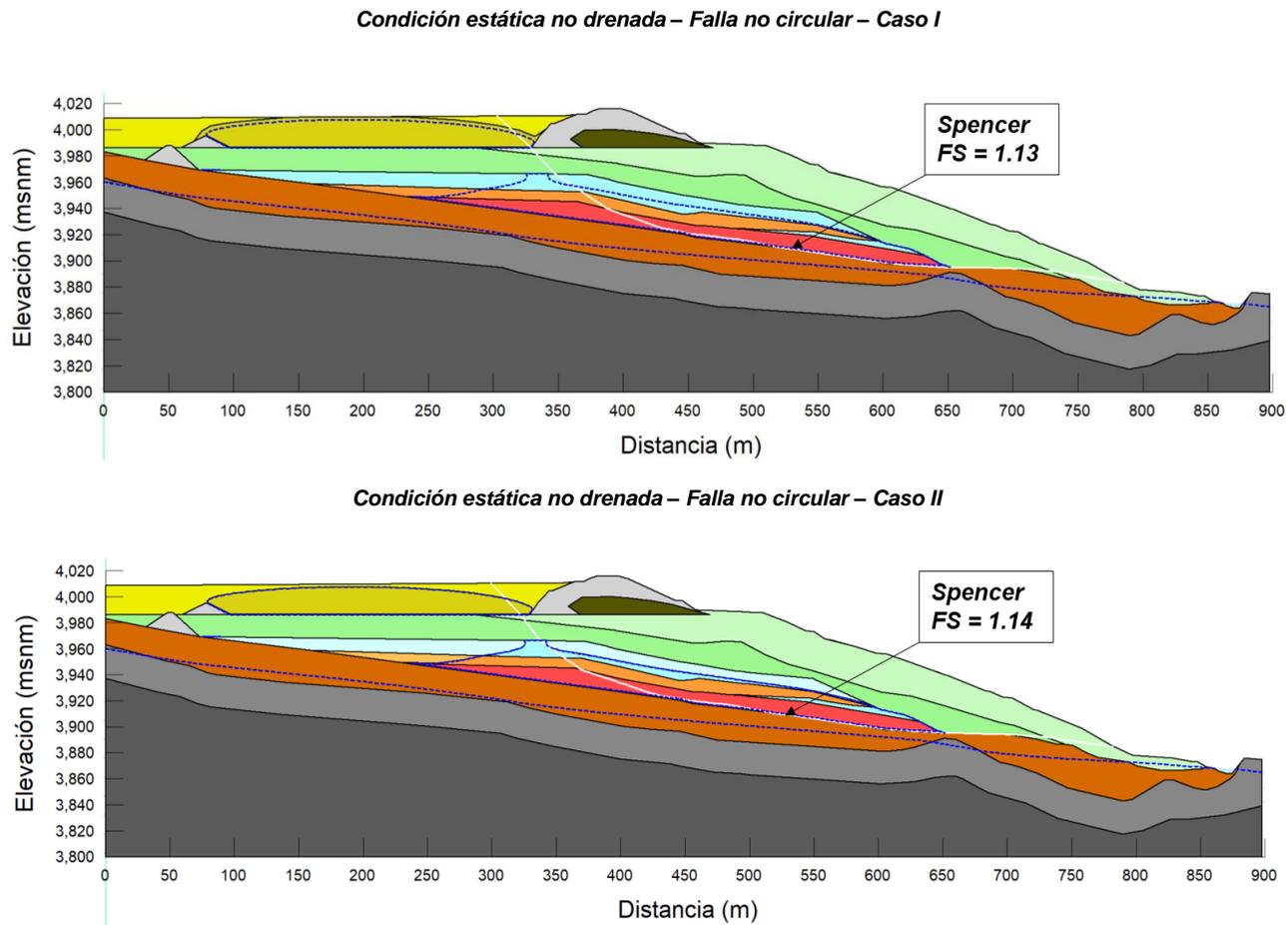


Figura D.8 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.2 (5% PTA) – Condición estática no drenada – Falla no circular – Caso I y II

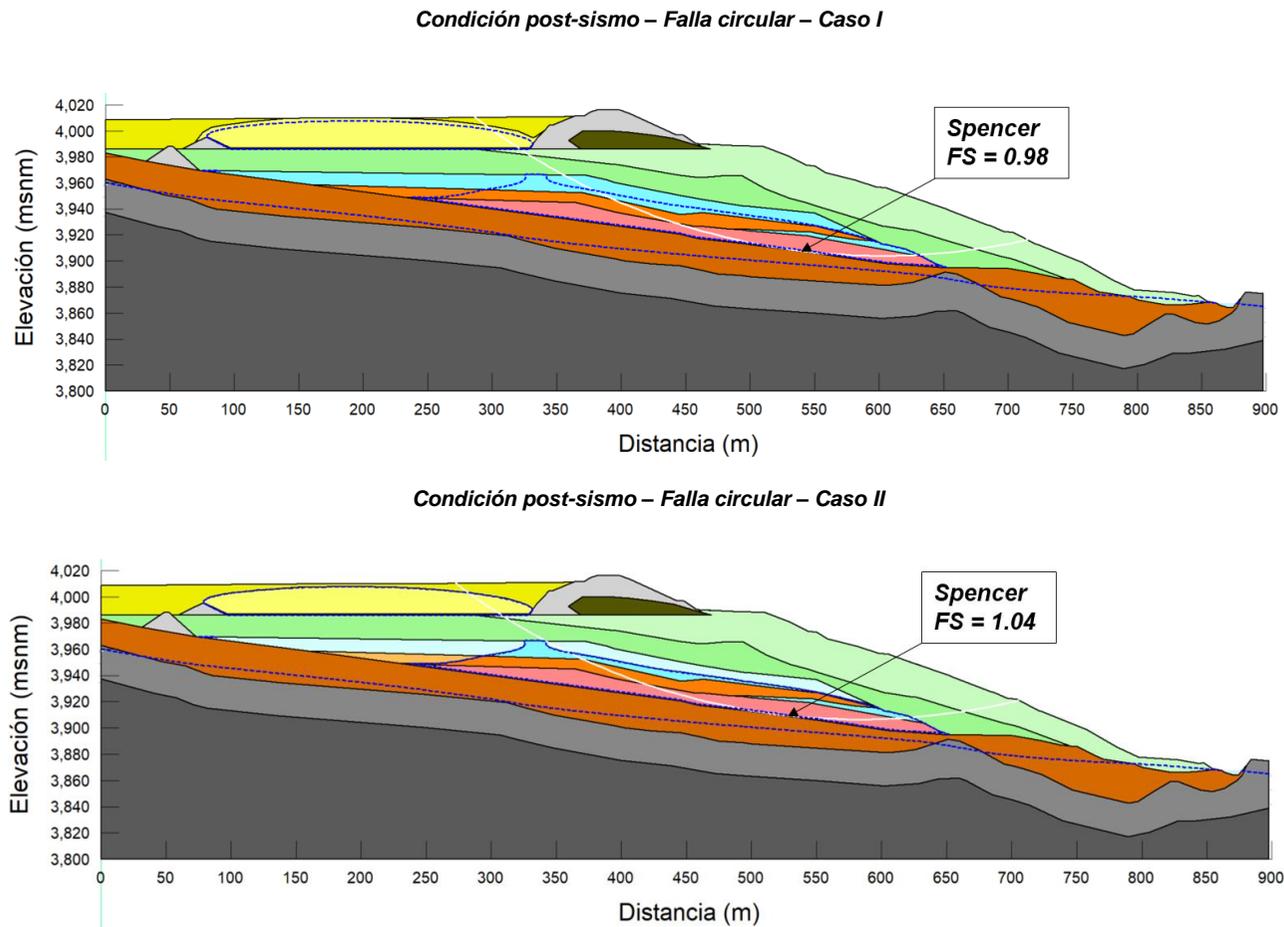


Figura D.9 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.2 (5% PTA) – Condición post-sismo – Falla circular – Caso I y II

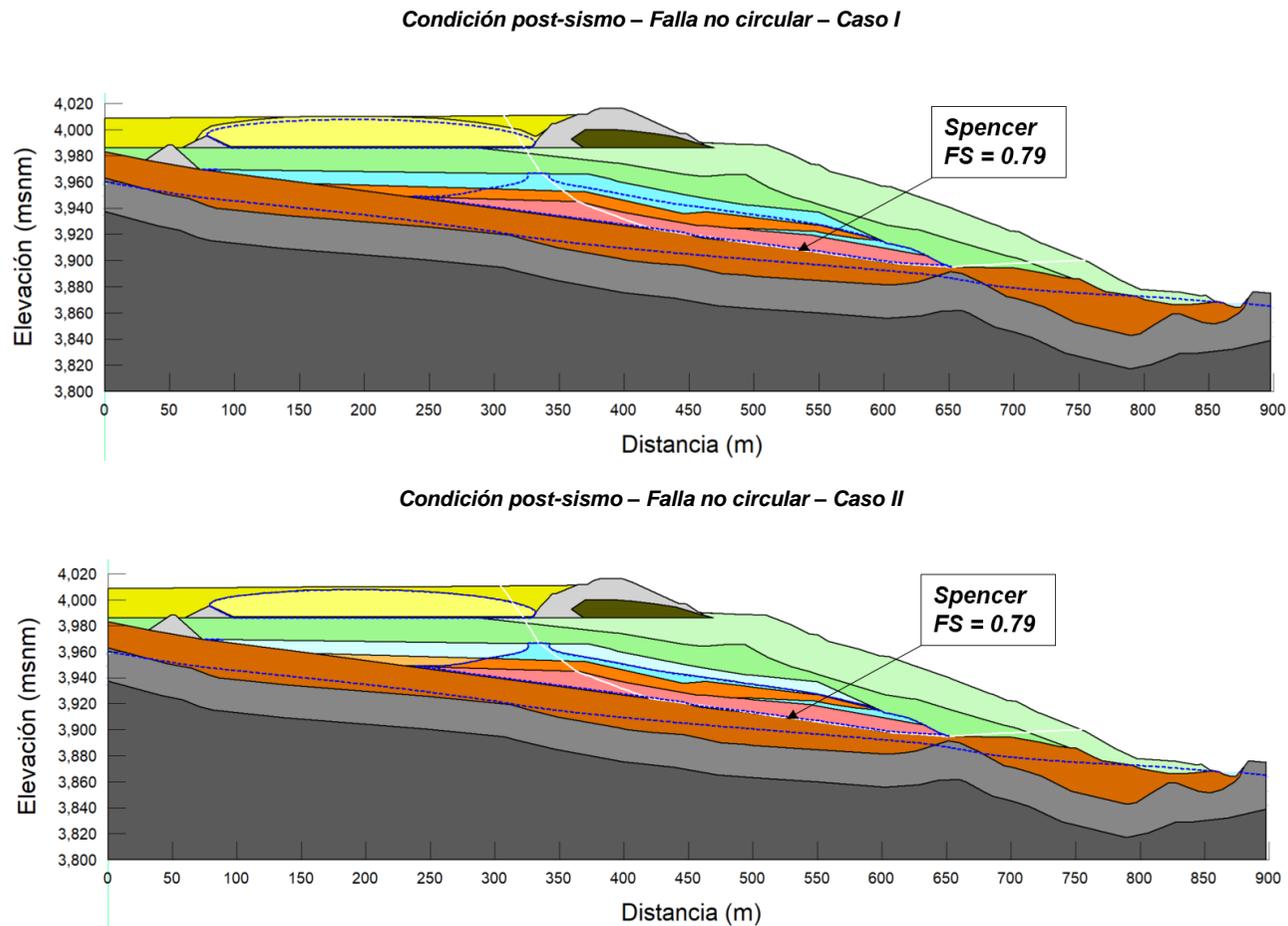


Figura D.10 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.2 (5% PTA) – Condición post-sismo – Falla no circular – Caso I y II

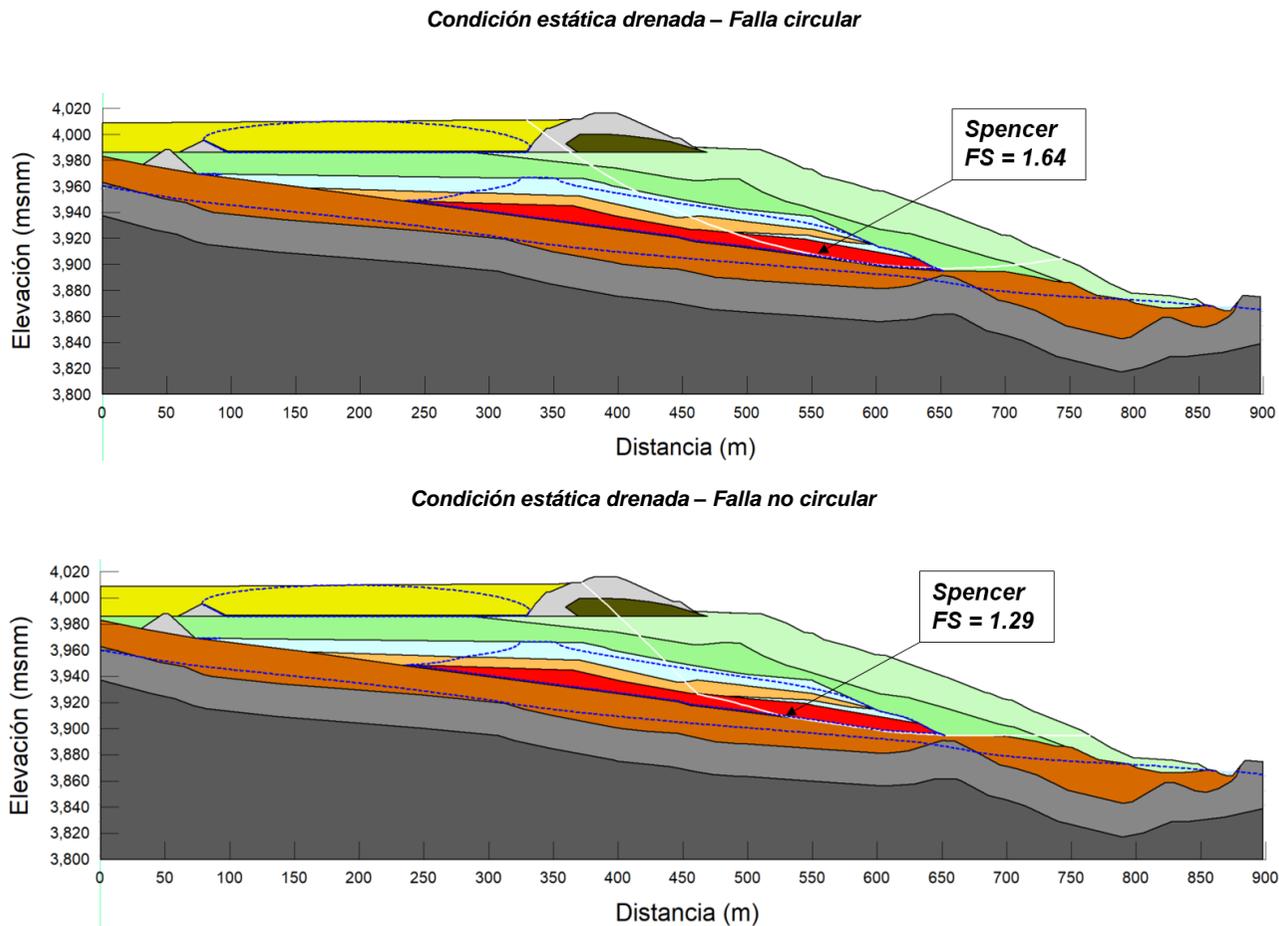


Figura D.11 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.3 (6% PTA) – Condición estática drenada – Falla circular y no circular

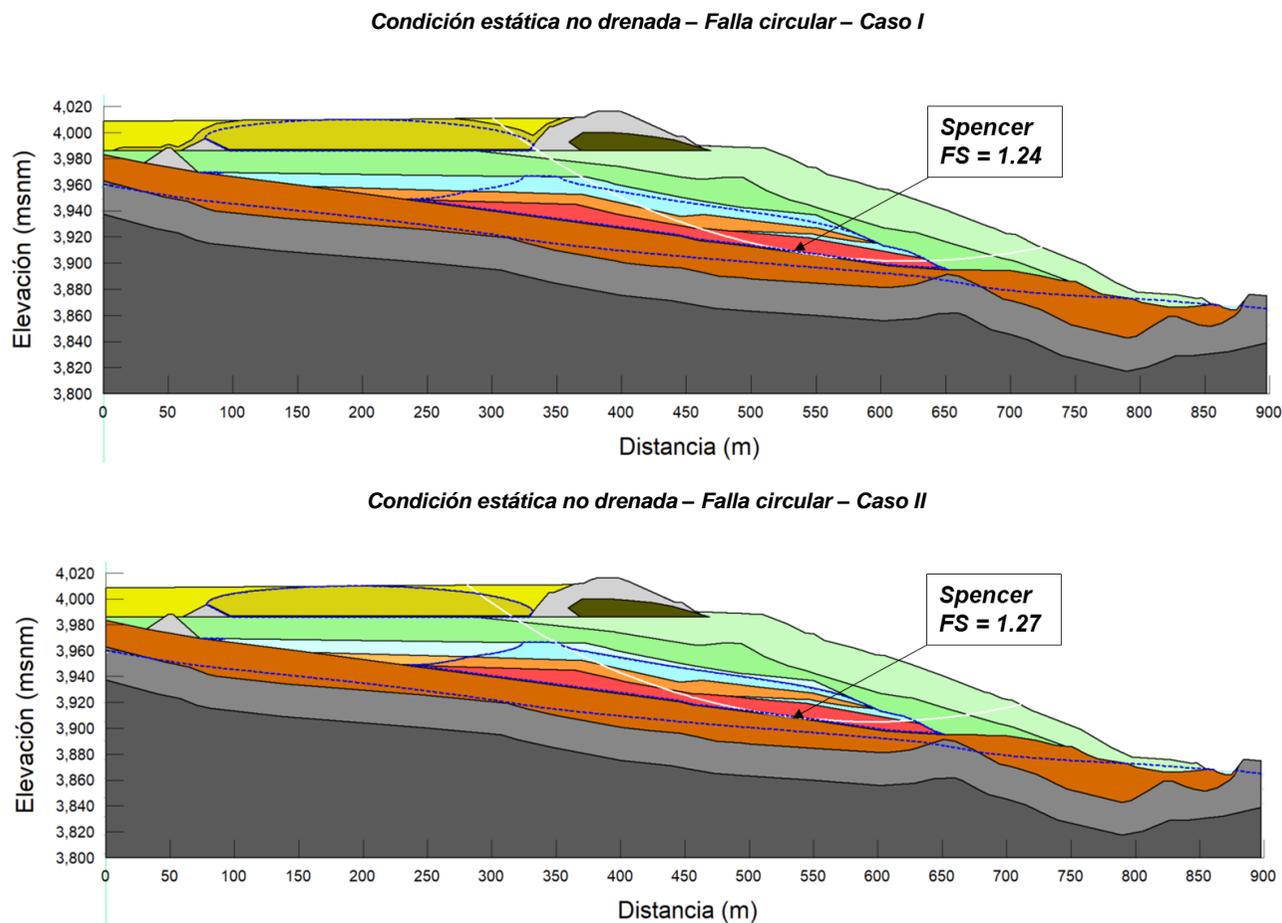


Figura D.12 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.3 (6% PTA) – Condición estática no drenada – Falla circular – Caso I y II

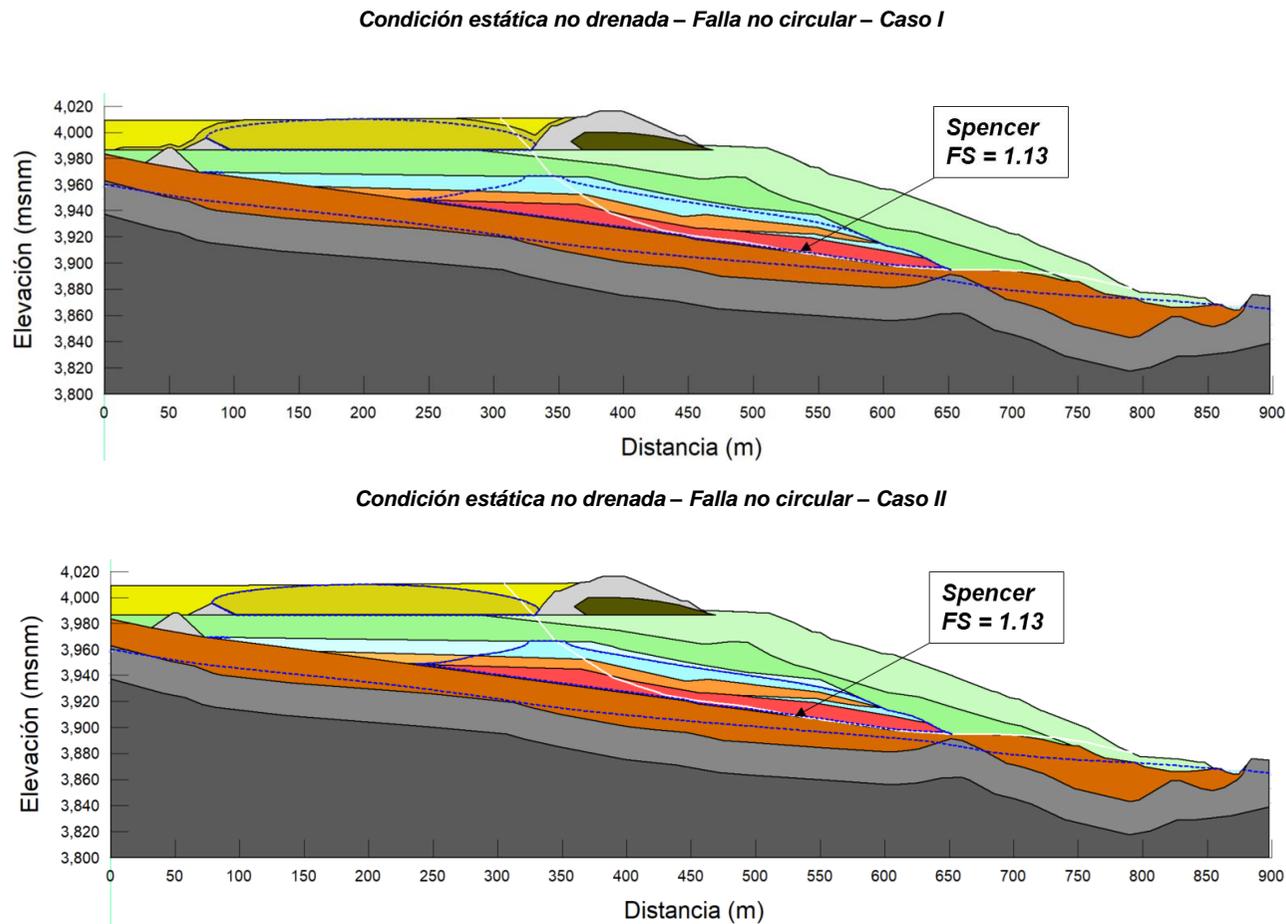


Figura D.13 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.3 (6% PTA) – Condición estática no drenada – Falla no circular – Caso I y II

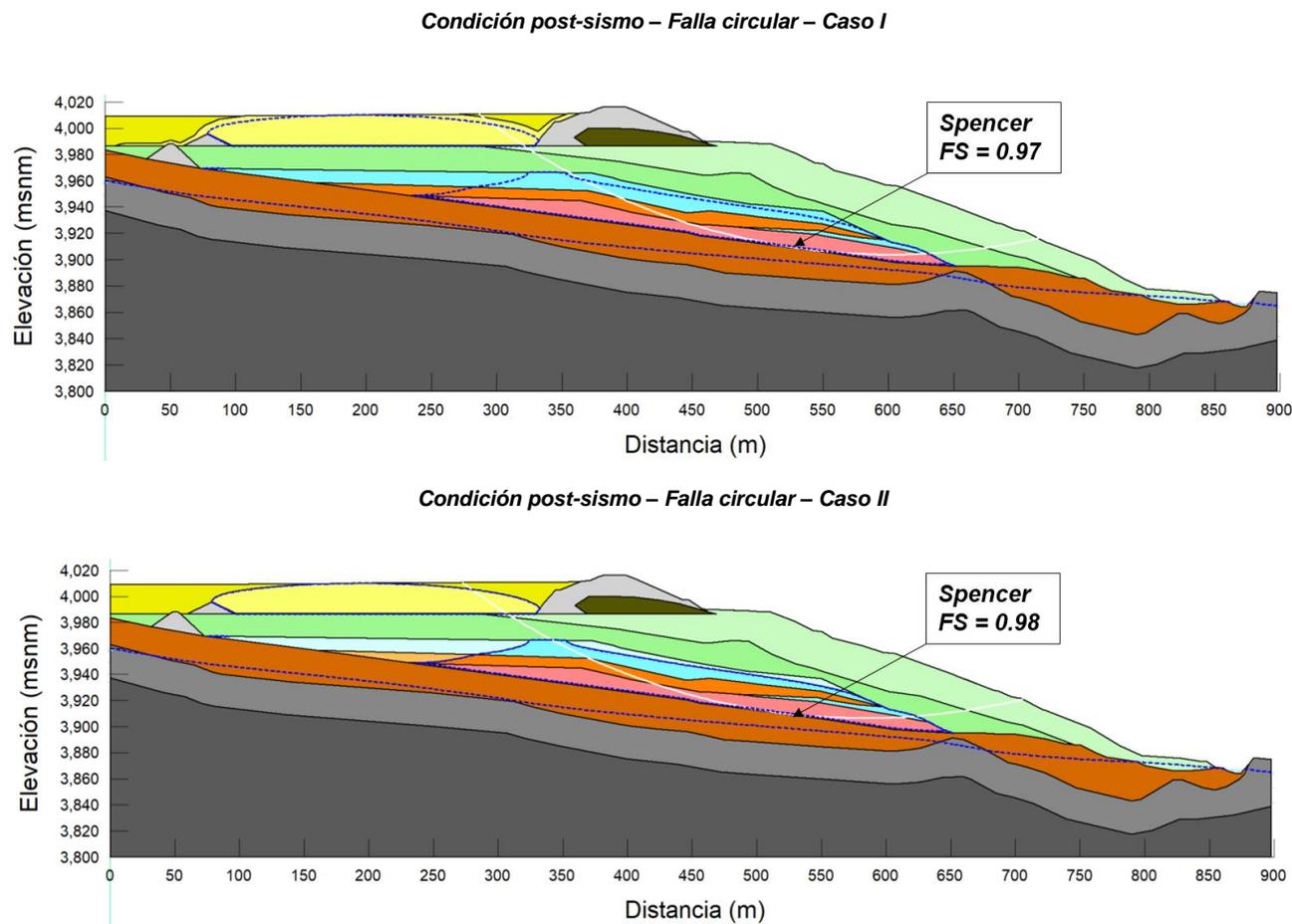


Figura D.14 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.3 (6% PTA) – Condición post-sismo – Falla circular – Caso I y II

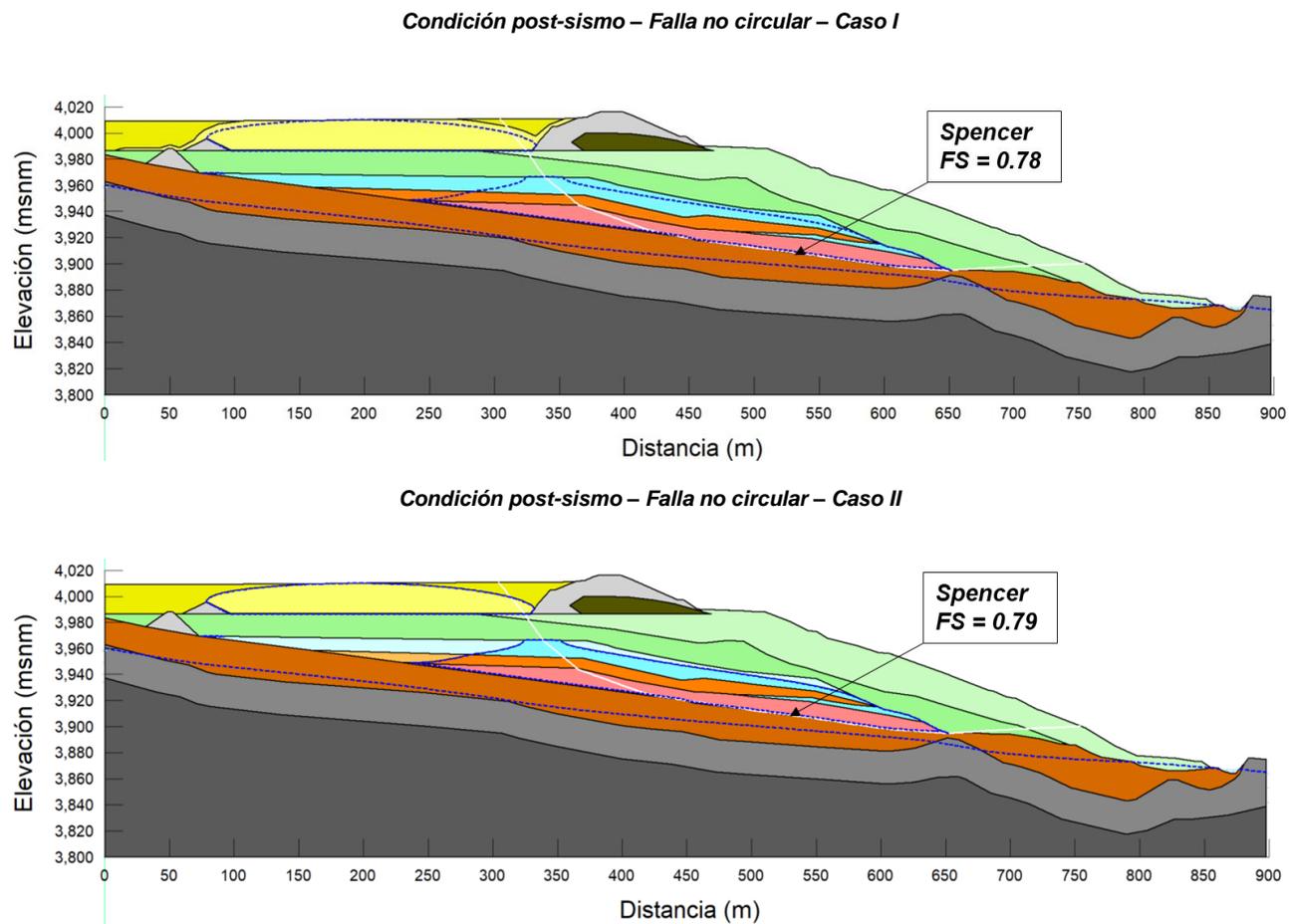


Figura D.15 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente al Escenario 4.3 (6% PTA) – Condición post-sismo – Falla no circular – Caso I y II

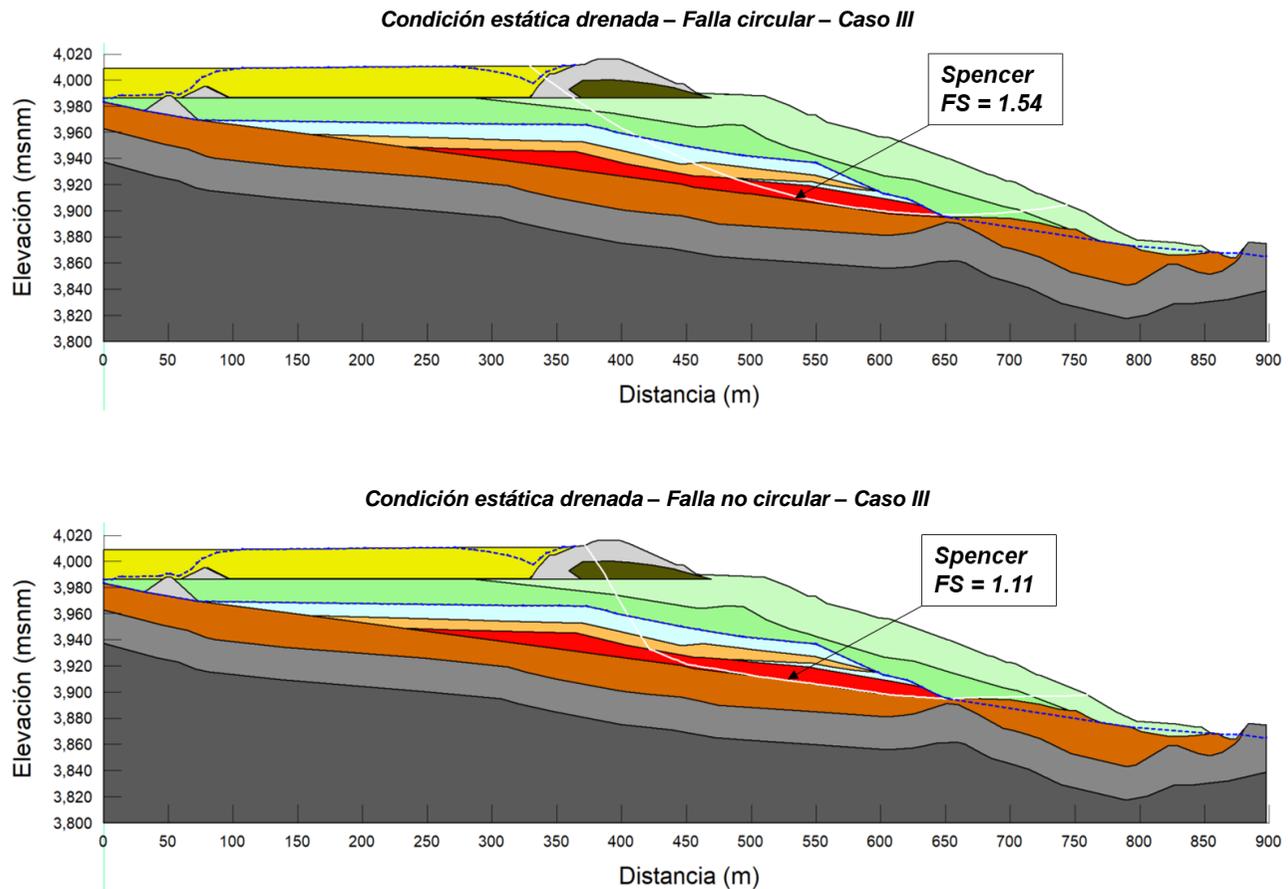


Figura D.16 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente a condiciones hidrostáticas – Condición estática drenada – Falla circular y no circular – Caso III

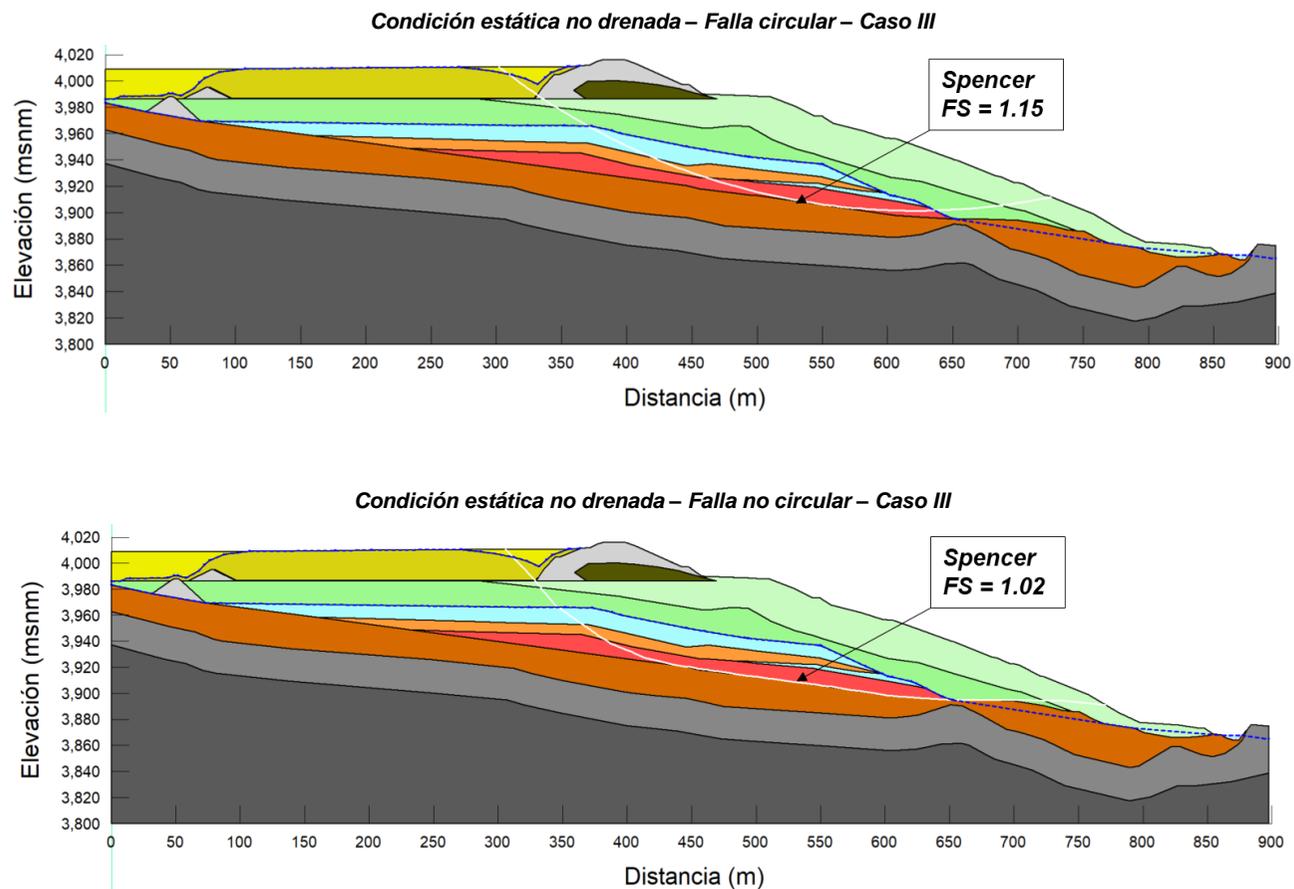


Figura D.17 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente a condiciones hidrostáticas – Condición estática no drenada – Falla circular y no circular – Caso III

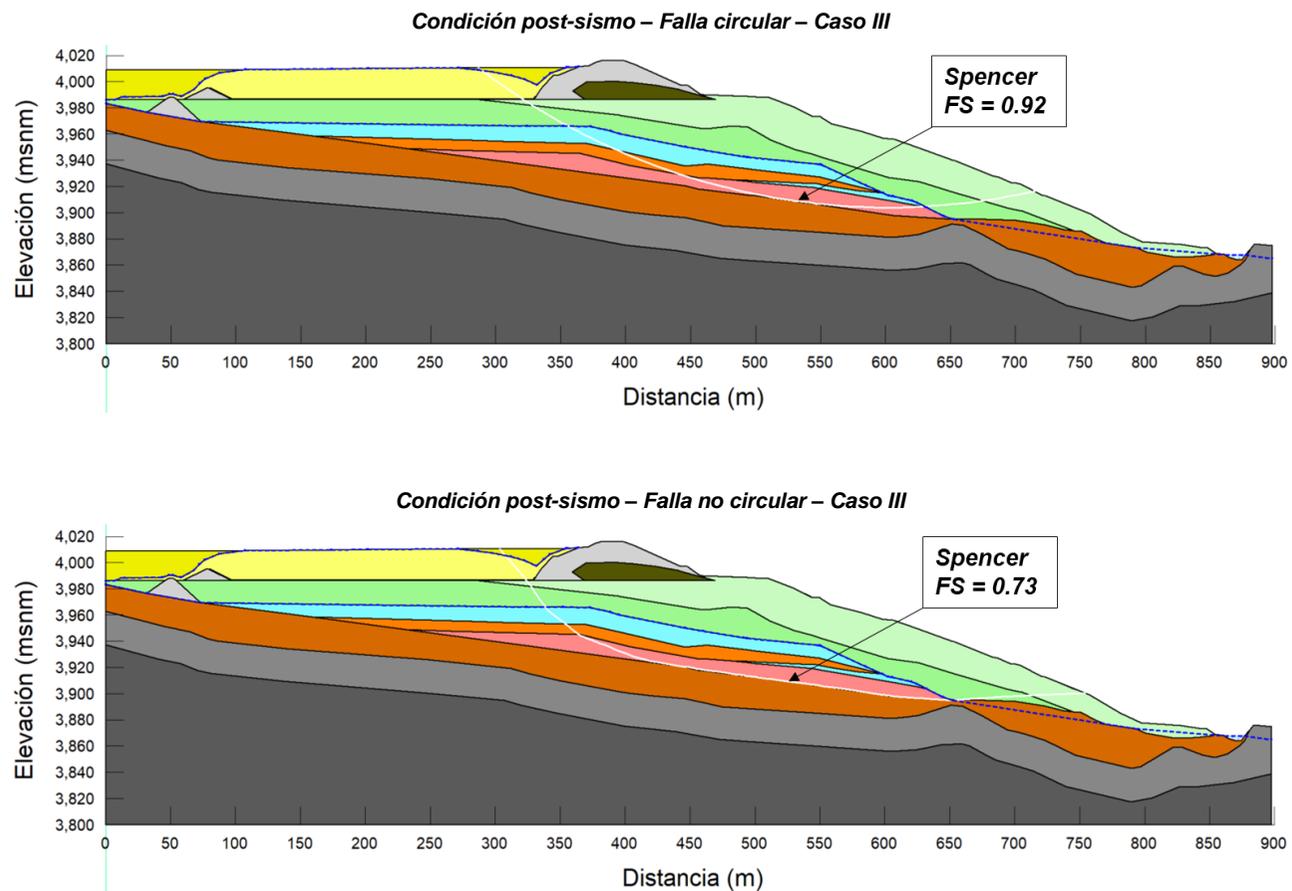


Figura D.18 Resultado del análisis de estabilidad correspondiente a condiciones hidrostáticas – Condición post-sismo – Falla circular y no circular – Caso III