



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

MODELAMIENTO GEOTÉCNICO EN DEPÓSITOS DE RELAVES UTILIZANDO
METODOLOGÍA DE ACTUALIZACIÓN DE PARÁMETROS

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCION INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

ANDRÉS EDUARDO GAVIDIA PATIÑO

PROFESOR GUÍA:
CÉSAR PASTÉN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
GONZALO CORRAL JOFRÉ
ROBERTO GESCHE SCHÜLER

SANTIAGO DE CHILE
2023

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL
GRADO DE: Magíster en Ciencias de la
Ingeniería, mención en Ingeniería Estructural,
Sísmica y Geotécnica
POR: Andrés Eduardo Gavidia Patiño
FECHA: 2023
PROFESOR GUÍA: César Pastén

MODELAMIENTO GEOTÉCNICO EN DEPÓSITOS DE RELAVES UTILIZANDO METODOLOGÍA DE ACTUALIZACIÓN DE PARÁMETROS

La industria minera desempeña un papel crucial en el desarrollo económico de numerosos países. Sin embargo, en los últimos años se han registrado eventos de colapsos catastróficos en depósitos de relaves a nivel mundial, destacando la urgencia de evaluar en forma continua la estabilidad física garantizando así su sostenibilidad en el largo plazo. En la práctica, se recurre rutinariamente al análisis de equilibrio límite, pero lamentablemente, este método no puede proporcionar información alguna sobre deformaciones. Esta gran limitación se agudiza aún más cuando el problema requiere de análisis acoplados para diagnosticar apropiadamente la estabilidad física. En cambio, los métodos de elementos finitos y diferencias finitas permiten resolver esta gran limitación; no obstante, persisten otras limitaciones referentes a estos modelos determinísticos, donde generalmente existen discrepancias con las mediciones in-situ. El monitoreo geotécnico en campo desempeña un papel significativo, ya que permite comprender el comportamiento real de los geomateriales a medida que avanza el proyecto. Por lo tanto, existe una necesidad de darle uso a las mediciones in-situ a través de análisis inversos, mejorando las predicciones numéricas asociadas a la estabilidad física de estos depósitos.

En este contexto, la metodología propuesta por Corral (2013) se presenta como una solución efectiva para la actualización de parámetros del suelo. Esta metodología requiere realizar un análisis de sensibilidad para seleccionar los parámetros de suelo a ser optimizados, utilizando un enfoque de máxima verosimilitud como estructura de error para las mediciones de campo y algoritmo genético como método de optimización para resolver el problema inverso. En este estudio esta metodología se aplica mediante la integración de MATLAB y PLAXIS a través de Python. Esta metodología ha sido validada en excavaciones reales y en esta tesis se aplica a un depósito de relaves que cuenta con registros de monitoreo in-situ. Su implementación permite reducir la incertidumbre en el modelo numérico y obtener predicciones más precisas. Se observa una mejora significativa en la predicción del comportamiento del depósito. Asimismo, es posible predecir con mayor certeza y seguridad el comportamiento futuro de la siguiente etapa constructiva del depósito, proporcionando información extremadamente valiosa para la toma de decisiones en el proyecto.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis padres, Indiana Patiño y José Gavidia, quienes han sido mi norte durante mi desarrollo personal y profesional. Siempre han respaldado mis decisiones y me han brindado un apoyo incondicional para alcanzar todas las metas logradas.

Asimismo, deseo extender mi gratitud a mi familia en Venezuela y Chile, quienes han estado siempre atentos y han sido un apoyo esencial para el desarrollo de esta maestría. Sus palabras de aliento y cariño han sido un motor inspirador en cada paso de esta investigación.

Un agradecimiento especial a la empresa Inteligencia Geotécnica S.p.A. y al profesor Gonzalo Corral, cuyo respaldo y presentación de este proyecto fueron fundamentales para el desarrollo de mi trabajo de investigación. Su apoyo constante, enseñanzas y valiosos consejos en el proceso de aprendizaje han sido invaluable, y estoy enormemente agradecido por la oportunidad de aprender y por el excelente resultado obtenido.

Al profesor César Pastén, por haber asumido la guía de este trabajo y haber depositó su confianza y apoyo para desarrollar este reto. Sus comentarios y correcciones en este trabajo fueron fundamentales para que este trabajo pudiera salir adelante. Así como a la profesora Yolanda Alberto, quien me brindó su apoyo en la etapa inicial de esta investigación y puso su confianza en mí para desarrollar este trabajo.

No puedo dejar de agradecer a todos los profesores que contribuyeron a mi formación en la Universidad de Chile. Sus conocimientos compartidos generosamente han sido pilares fundamentales en el desarrollo de este trabajo y me han permitido crecer académicamente en el área.

Finalmente, un cálido agradecimiento a mis compañeros y amigos de la Universidad, cuya presencia y colaboración han sido de gran ayuda a lo largo de este magíster.

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Motivación.....	1
1.2.	Hipótesis	2
1.3.	Objetivos.....	3
1.3.1.	Objetivo General.....	3
1.3.2.	Objetivos Específicos	3
1.4.	Estructura del Trabajo	3
2.	MARCO TEÓRICO	5
2.1.	Depósitos de Relaves.....	5
2.1.1.	Tipos de Relaves.....	6
2.1.2.	Dirección de Construcción de Depósitos de Relaves	6
2.1.3.	Estabilidad Física.....	7
2.1.3.1.	Diseño Geotécnico	7
2.1.3.2.	Mecanismos de Falla.....	8
2.2.	Análisis Inverso en Ingeniería Geotécnica	11
2.2.1.	Estimación del Error.....	13
2.2.1.1.	Enfoque de Máxima Verosimilitud.....	14
2.2.2.	Algoritmo Genético (AG) como Método de Optimización.....	15
2.2.2.1.	Selección de Padres.....	17
2.2.2.2.	Cruce	18
2.2.2.3.	Mutación	18
2.2.2.4.	Ejemplo de las tres operaciones básicas de un AG.....	18
2.2.3.	Análisis Inverso en FEM en Ingeniería Geotécnica	19
3.	METODOLOGÍA DE ACTUALIZACIÓN PROPUESTA POR CORRAL (2013)	41
3.1.	Matriz de Covarianza y Estructura de Error de la Instrumentación	42
3.1.1.	Instrumentos Puntuales.....	43
3.2.	Residual Cuadrado Estructurado y Varianza Global Estructurada.....	44
3.3.	Análisis de Sensibilidad	45
3.4.	Análisis Inverso	47
4.	CASO DE ESTUDIO	49
4.1.	Materiales.....	50
4.1.1.	Suelo de Fundación (Roca, Aluvial y Dren).....	50
4.1.2.	Muro.....	51
4.1.3.	Lamas	51
4.1.4.	Modelos Constitutivos	52
4.2.	Modelo de Elementos Finitos (FEM).....	55
4.2.1.	Supuestos del Modelo	58
4.2.2.	Fases del Modelo.....	58

4.2.2.1.	Muro de partida.....	59
4.2.2.2.	Etapa 1.....	60
4.2.2.3.	Etapa 2.....	60
4.3.	Datos de Monitoreo	61
4.3.1.	Prismas de Deformación.....	62
4.3.2.	Piezómetros	70
4.4.	Análisis de Sensibilidad	75
4.5.	Análisis Inverso	81
5.	COMPARACIÓN DE PREDICCIONES (ETAPA 3)	101
5.1.	Fases del Modelo.....	101
5.2.	Comparación de Predicción con Parámetros Iniciales y Actualizados.....	103
5.3.	Comparación de la última fase del modelo numérico	105
6.	DISCUSIÓN.....	110
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	112
7.1.	Conclusiones.....	112
7.2.	Recomendaciones de Futuras Investigaciones	113
8.	BIBLIOGRAFÍA	115
	ANEXOS.....	119
	ANEXO A – Modelos Constitutivos	119
	Definición General de las Tensiones	119
	Definición General de las Deformaciones	121
	Modelo Elástico Lineal (LE).....	122
	Modelo Hardening Soil (HS).....	123
	Relación Hiperbólica para Triaxial Drenado	123
	Aproximación de Hipérbola para el Modelo Hardening Soil.....	125
	Deformación Plástica Volumétrica.....	126
	Parámetros del Modelo	128
	Superficie de Fluencia de la Tapa en el Modelo.....	131
	Modelo Hardening Soil small Strain (HS small)	133
	Descripción de rigidez con pequeñas deformaciones con una ley hiperbólica simple	134
	Parámetros del modelo	137
	Diferencias con el modelo Hardening Soil.....	138
	Modelo Van Genuchten (VG).....	138
	ANEXO B – Parámetros de Mejora Esencial (EIP)	141
	ANEXO C – Mejora Promedio del Residual Cuadrático Estructurado (SMSRI)	162

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Generación 0 en ejemplo de AG con las 3 operaciones básicas	18
Tabla 2-2. Generación 1 en ejemplo de AG con las 3 operaciones básicas	19
Tabla 2-3. Resumen de análisis inversos realizados con FEM en ingeniería geotécnica (después de Corral, 2013).....	21
Tabla 4-1. Geometría del muro del depósito de relaves	49
Tabla 4-2. Parámetros que constituyen los modelos constitutivos usados	52
Tabla 4-3. Valores iniciales del caso de estudio.....	54
Tabla 4-4. Parámetros del modelo constitutivo Van Genuchten utilizado en el Muro	55
Tabla 4-5. Fases del muro de partida.....	59
Tabla 4-6. Fases de la Etapa 1	60
Tabla 4-7. Fases de la Etapa 2	60
Tabla 4-8. Meses de monitoreo de los prismas	63
Tabla 4-9. Deformaciones y Varianzas de registros de prismas en el coronamiento de la Etapa 1	69
Tabla 4-10. Presiones de poros y varianzas de los piezómetros.....	74
Tabla 4-11. Comparación del SSR_i^{ini} con la SGV_i	75
Tabla 4-12. Comparación de monitoreo con predicción inicial	76
Tabla 4-13. Espacio de búsqueda de los parámetros	78
Tabla 4-14. Parámetros utilizados durante el análisis de sensibilidad	78
Tabla 4-15. Orden de importancia de los parámetros según la SMSRI en el modelo.....	81
Tabla 4-16. Convergencia de la función objetivo.....	82
Tabla 4-17. Parámetros iniciales y actualizados obtenidos del análisis inverso	92
Tabla 4-18. Comparación de las mediciones con la predicción de parámetros iniciales y actualizados	97
Tabla 4-19. Relación de mejora en cada generación	99
Tabla 5-1. Fases de crecimiento del coronamiento de la Etapa 2.....	101
Tabla 5-2. Fases de la Etapa 3	101
Tabla 5-3. Comparación futura de presiones de poros de los parámetros iniciales y actualizados	105
Tabla 5-4. Parámetros iniciales y actualizados obtenidos del análisis inverso	106
Tabla 0-1. Parámetros de falla del modelo Mohr-Coulomb en el modelo HS	128
Tabla 0-2. Parámetros básicos de rigidez para el modelo Hardening Soil	128
Tabla 0-3. Parámetros avanzados del modelo Hardening Soil.....	128
Tabla 0-4. Parámetros alternativos para el cálculo de rigidez en el modelo HS	129
Tabla 0-5. Parámetros adicionales al modelo HS utilizados en el modelo HS small.....	137
Tabla 0-6. Parámetros del modelo Van Genuchten.....	139

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Esquema general de un depósito de relaves (Carvajal Arroyo, 2018).....	5
Figura 2-2. Método constructivo aguas arriba (Morrison, 2022)	6
Figura 2-3. Método constructivo aguas abajo (Morrison, 2022).....	7
Figura 2-4. Método constructivo de línea central (Morrison, 2022)	7
Figura 2-5. Fallas en depósitos de relaves: (A) Mount Polley, (B) Samarco y (C) Córrego do Feijão (Morrison, 2022).....	9
Figura 2-6. Fallas en las instalaciones de almacenamiento de relaves por causa, 1910–2017 (Morrison, 2022).....	9
Figura 2-7. Función Rastrigin en 3D y niveles de contorno (Natick, 2004)	16
Figura 2-8. Capacidad de encontrar el mínimo global en la función Rastrigin desde la población inicial hasta la iteración 100 (Natick, 2004).....	17
Figura 2-9. Contornos de la función objetivo y caminos del procedimiento iterativo. (Ledesma et al., 1996).....	23
Figura 2-10. Desviaciones estándar de E y k_0 para diferentes números de mediciones utilizadas en el análisis. Los valores son proporcionales a la desviación estándar de la medición. (Ledesma et al., 1996).....	23
Figura 2-11. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: estimaciones iniciales de parámetros (Finno & Calvello, 2005).....	24
Figura 2-12. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: parámetros optimizados en base a las observaciones de la Etapa 1 (Finno & Calvello, 2005).....	25
Figura 2-13. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: parámetros optimizados usando todas las observaciones (Finno & Calvello, 2005).....	25
Figura 2-14. FEM en ejemplo de excavación sintética (Finno & Rechea, 2006).....	26
Figura 2-15. FEM para la excavación de Lurie (Rechea et al., 2008).....	26
Figura 2-16. Vista en planta del sitio de excavación del Centro de Investigación de Lurie e instrumentación (Rechea et al., 2008)	27
Figura 2-17. Las mediciones de movimientos horizontales del suelo y las predicciones actualizadas para el Centro de Investigación de Lurie (Rechea et al., 2008).....	27
Figura 2-18. Mediciones versus predicciones actualizadas para la última etapa de excavación en Lurie Center (detrás de la pared de láminas): (a) movimientos horizontales del suelo y (b) asentamientos en la superficie (Levasseur et al., 2010)	28
Figura 2-19. FEM de excavación sintética (Baroth & Malecot, 2010)	29
Figura 2-20. Desplazamientos horizontales medios y límites del análisis inverso e intervalos de confianza del 95% de SFEM (Baroth & Malecot, 2010)	29
Figura 2-21. Definición de la función de aptitud (Rokonuzzaman & Sakai, 2010).....	30
Figura 2-22. Rendimiento del AG en función del número de evaluaciones y tamaño de la población (Rokonuzzaman & Sakai, 2010).....	30
Figura 2-23. FEM de la excavación en el sur de Boston e instrumentación utilizada para la	

actualización de parámetros (Corral, 2013).....	30
Figura 2-24. Parámetros actualizados según nivel de excavación del FEM (Corral, 2013).....	31
Figura 2-25. Proporciones de mejora incremental de la actualización de las predicciones para los niveles de excavación 4, 5 y 6 (Corral, 2013)	32
Figura 2-26. Desviación R^2 usando el método RIFT y el de mínimo cuadrado en tres funciones distintas. (Lin et al., 2015).....	33
Figura 2-27. Comparación entre medidas sintéticas y resultados del análisis inverso para pruebas de laboratorio: (a) escenario 1, y (b) escenario 2. (Lin et al., 2015)	33
Figura 2-28. Comparación entre medidas sintéticas y resultados del análisis inverso para excavación. (Lin et al., 2015)	34
Figura 2-29. Perfil de suelo, condiciones de borde y parámetros variables en capas de suelo (Zheng et al., 2018).....	35
Figura 2-30. Predicción previa a la Actualización Bayesiana de (a) asentamientos y (b) presión de poros (Zheng et al., 2018).....	35
Figura 2-31. Predicción de (a) asentamientos y (b) presiones de poros a múltiples profundidades usando asentamientos monitoreados y presiones de poros de 0 a 496 días. (Zheng et al., 2018)	35
Figura 2-32. Plano de excavación y configuración de arriostamiento (Ze-Zhou et al., 2018).....	36
Figura 2-33. Secuencia de excavación y configuración de arriostamiento (Ze-Zhou et al., 2018)	36
Figura 2-34. Modelos candidatos después de cada ronda de identificación (Ze-Zhou et al., 2018)	37
Figura 2-35. Desviación media de la pared pronosticada por EDMF en las 5 etapas después de (a) 1ra ronda de identificación (b) 5ta ronda de identificación (Ze-Zhou et al., 2018)	37
Figura 2-36. Geometría y mallado del modelo numérico (Grosel, 2021)	38
Figura 2-37. Ubicación de los sensores en el modelo numérico de un depósito de relaves (Grosel, 2021).....	38
Figura 2-38. Comparación de los mejores individuos en cada generación en 5 poblaciones iniciales diferentes (Grosel, 2021)	39
Figura 3-1. Metodología de actualización de parámetros (Corral, 2013).....	42
Figura 3-2. Ejemplo de (a) residuos esenciales o (b) no esenciales para un punto de medición (Corral, 2013)	46
Figura 3-3. Análisis de sensibilidad para un parámetro de mejora esencial (Corral, 2013).....	46
Figura 3-4. Análisis de sensibilidad para un parámetro de mejora no esencial (Corral, 2013).....	47
Figura 4-1. Geometría y etapas de construcción del depósito de relaves.....	50
Figura 4-2. Parámetros de agua subterránea para el conjunto de datos estándar según Wösten, Lilly, Nemmes & Bas (1999) (Bentley, 2021b).....	55
Figura 4-3. Etapas fundamentales del FEM: (a) Suelos de fundación, (b) Muro de partida, (c) Etapa 1, (d) Etapa 2, y (e) Etapa [Predicción futura].....	57
Figura 4-4. Geometría final del modelo	57

Figura 4-5. Calidad del refinado.....	58
Figura 4-6. FEM para el caso de estudio.....	59
Figura 4-7. Línea de tiempo total con los prismas (Pr y Pr-F) y piezómetros (P-1, P-2 y P-3) utilizados en el depósito de relaves	61
Figura 4-8. Línea de tiempo del caso de estudio	62
Figura 4-9. Prismas de monitoreo en el coronamiento de la Etapa 1 del depósito de relaves.....	62
Figura 4-10. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-1 en el coronamiento de la Etapa 1	64
Figura 4-11. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-2 en el coronamiento de la Etapa 1	64
Figura 4-12. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-3 en el coronamiento de la Etapa 1	65
Figura 4-13. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-4 en el coronamiento de la Etapa 1	65
Figura 4-14. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-5 en el coronamiento de la Etapa 1	66
Figura 4-15. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-6 en el coronamiento de la Etapa 1	66
Figura 4-16. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-7 en el coronamiento de la Etapa 1	67
Figura 4-17. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-8 en el coronamiento de la Etapa 1	67
Figura 4-18. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-9 en el coronamiento de la Etapa 1	68
Figura 4-19. Deformación transversal promedio en el coronamiento de la Etapa 1	68
Figura 4-20. Asentamientos promedio en el coronamiento de la Etapa 1	69
Figura 4-21. Mediciones de los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos. 70	
Figura 4-22. Piezómetros de monitoreo en el depósito de relaves: (a) Planta y (b) Perfil longitudinal	71
Figura 4-23. Presiones de poros del piezómetro P-1: (a) P-1-1 y (b) P-1-2 en 501 días.....	72
Figura 4-24. Presiones de poros del piezómetro P-2 en 501 días.....	72
Figura 4-25. Presiones de poros del piezómetro P-3: (a) P-3-1 y (b) P-3-2 en 501 días.....	73
Figura 4-26. Presión de poros promedio del piezómetro P-1	73
Figura 4-27. Presión de poros promedio del piezómetro P-3	74
Figura 4-28. Mediciones de los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) Crecimiento de presiones de poros en 501 días	75
Figura 4-29. Comparación en los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos, entre mediciones y predicción inicial	77
Figura 4-30. Comparación en los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días, entre mediciones y predicción inicial	77

Figura 4-31. Análisis de sensibilidad del parámetro esencial de mejora en el peso unitario seco del Muro para el mes 1 de la deformación transversal en el prisma (Pr)	79
Figura 4-32. Análisis de SMSRI en el parámetro E_{50} del Aluvial.....	80
Figura 4-33. Convergencia de la función objetivo	83
Figura 4-34. Convergencia de la función objetivo para todas las medidas	84
Figura 4-35. Convergencia de la función objetivo para las medidas de prisma.....	84
Figura 4-36. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-1	85
Figura 4-37. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-2.....	85
Figura 4-38. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-3	86
Figura 4-39. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Dren (a) Evolución del AG y (b) Histograma.....	87
Figura 4-40. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Aluvial (a) Evolución del AG y (b) Histograma.....	87
Figura 4-41. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” de la Roca (a) Evolución del AG y (b) Histograma.....	88
Figura 4-42. Actualización de la variable κ de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma	88
Figura 4-43. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma	89
Figura 4-44. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma.....	89
Figura 4-45. Actualización de la variable κ del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma ...	90
Figura 4-46. Actualización de la variable κ de la Roca (a) Evolución del AG y (b) Histograma .	90
Figura 4-47. Actualización del parámetro E_{50} del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma	91
Figura 4-48. Actualización del parámetro $\gamma_{0.7}$ del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma	91
Figura 4-49. Actualización del parámetro E_{50} de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma	92
Figura 4-50. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 1	93
Figura 4-51. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 2	93
Figura 4-52. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 3	94
Figura 4-53. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 4	94
Figura 4-54. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 5	95
Figura 4-55. Comparación de presiones en P-1: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días	95
Figura 4-56. Comparación de presiones en P-2: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de	

presiones de poros en 501 días	96
Figura 4-57. Comparación de presiones en P-3: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días	96
Figura 4-58. Comparación en los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos, entre (1) Mediciones, (2) Predicción inicial y (3) Predicción actualizada	98
Figura 4-59. Comparación en los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) Crecimiento de presiones de poros en 501 días, entre (1) Mediciones, (2) Predicción inicial y (3) Predicción actualizada	98
Figura 4-60. Relación de mejora en cada generación.....	100
Figura 5-1. Puntos de monitoreo del prisma en el coronamiento de la Etapa 2 (Pr-F) y piezómetros del FEM	102
Figura 5-2. Línea de tiempo en comparación de predicciones de la Etapa 3	103
Figura 5-3. Predicción de Deformación transversal durante el crecimiento del espaldón de la Etapa 3	103
Figura 5-4. Predicción de Asentamiento durante el crecimiento del espaldón de la Etapa 3.....	104
Figura 5-5. Predicción de piezómetros entre Etapas 2 y 3: (a) Presión de poros del día 0 y (b) Crecimiento de presiones de poros en 548 días.....	105
Figura 5-6. Degradación del módulo de corte del muro: (a) normalizado y (b) Gs con $p_{ref} = 100\text{kPa}$	107
Figura 5-7. Desplazamiento total en el muro en la última fase del modelo: (a) parámetros iniciales y (b) parámetros actualizados	108
Figura 5-8. Rigidez Gs del muro en la última fase del modelo: (a) parámetros iniciales y (b) parámetros actualizados.....	109
Figura 0-1. Sistema de coordenada tridimensional y convención de signos para las tensiones (Bentley, 2021a)	119
Figura 0-2. Esfuerzos principales efectivos en el espacio (Bentley, 2021a)	120
Figura 0-3. Relación hiperbólica en un plano de esfuerzo-deformación para un triaxial drenado estándar (Bentley, 2021a).....	124
Figura 0-4. Relación entre el ángulo de fricción movilizado y el ángulo de dilatación movilizada para el modelo HS (Bentley, 2021a)	127
Figura 0-5. Parámetros del modelo Hardening Soil (Bentley, 2021a)	129
Figura 0-6. Definición de E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} en triaxial drenado estándar (Bentley, 2021a).....	130
Figura 0-7. Curva de deformación volumétrica en un triaxial drenado estándar aplicando el corte de la dilatación (Bentley, 2021a)	131
Figura 0-8. Superficie de fluencia del modelo HS (Bentley, 2021a)	132
Figura 0-9. Superficie de fluencia del modelo HS en el espacio de esfuerzos principales para un suelo sin cohesión (Bentley, 2021a).....	133
Figura 0-10. Curva semilogarítmica rigidez-deformación para ensayos de laboratorio y estructuras en rangos típicos de deformación del suelo, según Atkinson & Sallfors, 1991 (Bentley, 2021a)	134

Figura 0-11. Deformación por corte sugerida según Santos y Correia, 2001 (Bentley, 2021a)..	135
Figura 0-12. Curva de reducción del módulo de corte tangente y secante (Bentley, 2021a).....	137
Figura 0-13. Parámetros de rigidez del modelo HS small en ensayo triaxial (Bentley, 2021a)..	137
Figura 0-14. Relación entre el ángulo de fricción movilizado y el ángulo de dilatación movilizada para el modelo HS small (Bentley, 2021a).....	138
Figura 0-15. Efecto del parámetro g_a en SWCC (Bentley, 2021a).....	140
Figura 0-16. Efecto del parámetro g_n en SWCC (Bentley, 2021a)	140
Figura 0-17. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el peso unitario seco del Muro	141
Figura 0-18. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el peso unitario saturado del Muro.....	142
Figura 0-19. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro OCR del Muro	143
Figura 0-20. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} del Muro	144
Figura 0-21. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción del Muro	145
Figura 0-22. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro $\gamma_{0.7}$ del Aluvial	146
Figura 0-23. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable Ω del Muro	147
Figura 0-24. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Muro	148
Figura 0-25. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del Muro	149
Figura 0-26. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} del Aluvial	150
Figura 0-27. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción del Aluvial.....	151
Figura 0-28. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Aluvial.....	152
Figura 0-29. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del Aluvial	153
Figura 0-30. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” de la Roca.....	154
Figura 0-31. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ de la Roca.....	155
Figura 0-32. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Dren.....	156
Figura 0-33. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del	

Dren	157
Figura 0-34. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} de las Lamas	158
Figura 0-35. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción de las Lamas	159
Figura 0-36. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” de las Lamas	160
Figura 0-37. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ de las Lamas	161
Figura 0-38. Análisis de SMSRI en el parámetro E_{50} del Aluvial.....	162
Figura 0-39. Análisis de SMSRI en el parámetro E_{50} de las Lamas.....	162
Figura 0-40. Análisis de SMSRI en el parámetro E_{50} del Muro.....	162
Figura 0-41. Análisis de SMSRI en el ángulo de fricción del Aluvial.....	162
Figura 0-42. Análisis de SMSRI en el ángulo de fricción de las Lamas.....	163
Figura 0-43. Análisis de SMSRI en el ángulo de fricción del Muro	163
Figura 0-44. Análisis de SMSRI en el peso unitario saturado del Muro.....	163
Figura 0-45. Análisis de SMSRI en el peso unitario seco del Muro	163
Figura 0-46. Análisis de SMSRI en el parámetro $\gamma_{0.7}$ del Muro.....	163
Figura 0-47. Análisis de SMSRI en la variable κ del Aluvial	163
Figura 0-48. Análisis de SMSRI en la variable κ del Dren	164
Figura 0-49. Análisis de SMSRI en la variable κ de las Lamas	164
Figura 0-50. Análisis de SMSRI en la variable κ del Muro	164
Figura 0-51. Análisis de SMSRI en la variable κ de la Roca	164
Figura 0-52. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” del Aluvial.....	164
Figura 0-53. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” del Dren.....	164
Figura 0-54. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” de las Lamas.....	165
Figura 0-55. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” del Muro.....	165
Figura 0-56. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” de la Roca.....	165
Figura 0-57. Análisis de SMSRI en el parámetro OCR del Muro.....	165
Figura 0-58. Análisis de SMSRI en la variable Ω del Muro	165

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El desarrollo económico de numerosos países está estrechamente vinculado a la industria minera, y una tendencia que ha ganado notoriedad en este sector es el continuo aumento en la producción de relaves. Durante la Conferencia sobre Relaves y Residuos Mineros de 2011, el experto Andy Robertson señaló que, en promedio, cada 30 años, el volumen de agua y relaves generados se incrementa en un factor de diez. Este incremento conlleva a un aumento significativo de los riesgos potenciales en los depósitos de relaves, debido a la necesidad de construir depósitos más grandes para acomodar la creciente producción (Morrison, 2022).

El estudio de estabilidad de los depósitos de relaves a lo largo de los años se ha basado en el análisis de equilibrio límite; sin embargo, este enfoque considera que los geomateriales son infinitamente rígidos y perfectamente plásticos, sin tener en cuenta las deformaciones. Esto representa un gran problema, ya que no refleja el comportamiento real de los materiales; por lo tanto, es necesario realizar análisis de deformaciones para garantizar la operatividad de los depósitos.

Según el reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relave (DS248), se define un depósito de relave como una obra estructurada de forma segura para contener los relaves provenientes de una planta de concentración húmeda de minerales. Su función principal es servir como depósito, generalmente definitivo, de los materiales sólidos provenientes del relave transportado desde la planta, permitiendo así la recuperación, en gran medida, del agua que transporta dichos sólidos (Ministerio de Minería, 2007). Estas obras son muy complejas en el ámbito geotécnico y requiere de técnicas como los modelos de elementos finitos (FEM) para representar su comportamiento. Sin embargo, obtener predicciones precisas del comportamiento requiere de modelos constitutivos avanzados que usualmente son difíciles de calibrar debido a la falta de ensayos de terreno y laboratorio en proyectos.

En los últimos años, se han desarrollado métodos de actualización de parámetros en el campo de la geotecnia. Estos métodos utilizan el análisis inverso, también conocido como back analysis, a nivel de elemento e instrumentación en obras geotécnicas.

En el análisis inverso a nivel de elemento, se han obtenido resultados de gran interés, ya que los parámetros encontrados a través del algoritmo genético presentan ajustes favorables (Rokonuzzaman & Sakai, 2010; Samarajiva et al., 2005). También, se ha realizado la calibración de parámetros utilizando RIFT (técnica robusta y libre de interpolación) a través del método de optimización de enjambre de partículas, obteniendo excelentes resultados (Lin et al., 2015). No obstante, es importante destacar que todas estas técnicas han sido evaluadas utilizando mediciones

generadas de forma sintética, lo que genera la necesidad de realizar análisis inversos utilizando ensayos de laboratorio reales.

En el caso de las excavaciones, también se ha llevado a cabo el análisis inverso con diversas técnicas de optimización, como la actualización bayesiana, enjambre de partículas, enfoques de falsificación del dominio de error (EDMF), algoritmo genético, entre otros (Baroth & Malecot, 2010; Levasseur et al., 2008; Lin et al., 2015; Rechea et al., 2008; Ze-Zhou et al., 2018). Sin embargo, todas han mostrado una tendencia clara hacia el uso de un solo tipo de instrumentación para medir las deformaciones en muros de contención, y muchas veces las mediciones utilizadas para la actualización de parámetros son generadas de forma sintética. En el caso terraplenes y depósitos de relaves, se ha mostrado el análisis inversos a través de actualización bayesiana y algoritmo genético, empleando más de un instrumento, sin embargo, los resultados presentados no han sido satisfactorios (Grosel, 2021; Zheng et al., 2018). Debido a la necesidad de contar con muchas mediciones a lo largo de un período prolongado de tiempo para lograr un ajuste adecuado de los parámetros, una errónea estructura de error utilizada, o bien el uso de mediciones sintéticas en el análisis inverso.

La metodología propuesta por Corral (2013) ha demostrado ser altamente eficiente en la actualización de parámetros en excavaciones profundas de suelos blandos y altamente anisotrópicos. Esta metodología combina diferentes tipos de instrumentos, como inclinómetros, puntos de asentamiento superficial, medidores de levantamiento, piezómetros y extensómetros. Se utiliza el enfoque de máxima verosimilitud como estructura de error y se emplea el algoritmo genético como método de optimización. Esta metodología supera las limitaciones existentes al incluir análisis de sensibilidad para determinar los parámetros a actualizar, combinar instrumentos en el análisis inverso (a través de la matriz de covarianza, incluyendo el acoplamiento de los residuos observados en los inclinómetros) y utilizar métodos de optimización evolutivos.

En el caso específico del depósito de relaves en estudio, se encuentra instrumentado con piezómetros y prismas. Esto permite la aplicación de la metodología propuesta por Corral (2013) para actualizar los parámetros utilizando modelos constitutivos avanzados. Al combinar ambas mediciones utilizando el enfoque de máxima verosimilitud y emplear el algoritmo genético como método de optimización, se obtienen predicciones más precisas sobre el comportamiento del depósito de relaves.

1.2. Hipótesis

El comportamiento de un depósito de relaves se puede representar a través de modelaciones numéricas y es posible obtener los parámetros de los modelos constitutivos de los materiales mediante análisis inversos y ensayos de campo y laboratorio.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Utilizar el análisis de sensibilidad, el enfoque de máxima verosimilitud como estructura de error y el análisis inverso propuesto por Corral (2013) en la actualización de parámetros del modelamiento geotécnico de un depósito de relaves para mejorar las predicciones numéricas utilizando mediciones obtenidas de los instrumentos disponibles.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Comparar la predicción del modelo geotécnico inicial con datos obtenidos de mediciones in-situ.
2. Identificar parámetros que requieran actualización a través de un análisis de sensibilidad.
3. Realizar análisis inverso utilizando mediciones en campo con prismas y piezómetros.
4. Comparar el comportamiento futuro del depósito de relaves utilizando los parámetros actualizados y contrastarlo con las predicciones iniciales.

1.4. Estructura del Trabajo

A continuación, se detallan los contenidos de cada uno de los capítulos desarrollados en este trabajo:

En el Capítulo 2, se establecen las bases teóricas del estudio. Se ofrece una descripción de los depósitos de relaves, haciendo hincapié en los diferentes tipos existentes, la dirección de construcción y las características relacionadas con la estabilidad física y los mecanismos de falla. Además, se presentan las principales características del análisis inverso.

El Capítulo 3 introduce la metodología de actualización de parámetros propuesta por Corral (2013), la cual se emplea en el presente trabajo de investigación.

El Capítulo 4 se centra en la aplicación de la metodología mencionada en un depósito de relaves específico. Se proporciona información sobre los materiales utilizados, los instrumentos empleados en el monitoreo y las características del modelo numérico utilizado. Asimismo, se determinan los parámetros actualizados del modelo a partir de los datos recopilados con los primas y piezómetros, y se evalúa la mejora lograda mediante la actualización de los parámetros a través del análisis inverso realizado con el comportamiento del depósito durante el crecimiento del coronamiento y lamas de la Etapa 1, y crecimiento del espaldón de la Etapa 2 del depósito.

En el Capítulo 5, se lleva a cabo la predicción de la siguiente etapa constructiva del depósito con los parámetros actualizados en el Capítulo 4, que considera el comportamiento del depósito durante el crecimiento del coronamiento y lamas de la Etapa 2, y crecimiento del espaldón de la Etapa 3, y se compara con los resultados obtenidos en las predicciones iniciales.

En el Capítulo 6 se discute la agrupación de instrumentos, la elección de modelos constitutivos y la comparación de resultados con mediciones, enfatizando su coherencia con los aspectos físicos del estudio.

El Capítulo 7 presenta las conclusiones derivadas de la investigación realizada, así como las recomendaciones para futuros trabajos que utilicen esta metodología de actualización. Se destacan los hallazgos principales y se señalan posibles áreas de mejora y desarrollo en este campo de estudio.

En los Anexos se proporciona una explicación detallada de los modelos constitutivos empleados en el análisis y se presentan los resultados de los análisis de sensibilidad realizados para determinar los parámetros a mejorar.

Cada capítulo y anexo ha sido estructurado de manera coherente para abordar los aspectos esenciales de la investigación y proporcionar una visión integral de los resultados y conclusiones alcanzados.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Depósitos de Relaves

En la industria minera, todo el material extraído de las minas se clasifica como mineral o desecho (relave). Los desechos son transportados a instalaciones de almacenamiento, mientras que los minerales se procesan para extraer el producto básico deseado, donde el material remanente también es considerado como relave (Morrison, 2022).

Los depósitos de relaves son estructuras diseñadas para contener los desechos generados durante el procesamiento de minerales, los cuales pueden estar en forma de pasta, espesados o filtrados. Estas obras desempeñan un papel fundamental al servir como depósitos permanentes de los materiales sólidos provenientes de los relaves, permitiendo una significativa recuperación del agua que acompaña a dichos sólidos. El DS248 establece lineamientos para asegurar la construcción segura y eficiente de estas estructuras, las cuales deben cumplir con los requisitos establecidos para contener de manera adecuada los relaves provenientes de las plantas de concentración húmeda de minerales (Ministerio de Minería, 2007).

A continuación, en la Figura 2-1 se presenta un esquema general de un depósito de relaves y se describen sus componentes según lo establecido en el Decreto Supremo N°248.

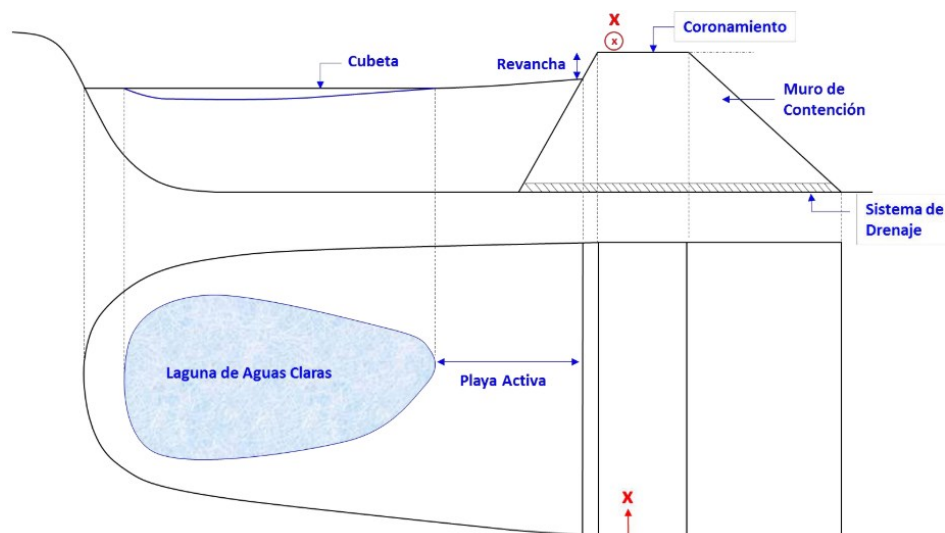


Figura 2-1. Esquema general de un depósito de relaves (Carvajal Arroyo, 2018)

- Aguas claras: Se refiere a las aguas que se encuentran en el depósito de relaves y que tienen una baja concentración de partículas en suspensión debido a la sedimentación de los sólidos finos.
- Cubeta: Es la zona donde se acumulan los sedimentos más finos de los relaves.
- Playa activa: Es el área donde se descargan los relaves dentro de la cubeta.

- Revancha: Es la diferencia mínima en altura entre la superficie de las lamas y la parte superior del muro de contención.
- Coronamiento: Es la parte superior del muro de contención.
- Muro de contención: Es la estructura artificial que rodea y contiene los relaves, complementando el perímetro natural y conforma la cubeta.
- Sistema de drenaje: Es el sistema usado para disminuir el nivel freático en el interior del muro de contención, este sistema es construido generalmente en la base del muro.

2.1.1. Tipos de Relaves

El DS248 describe tres tipos de relaves según sus características de humedad y procesamiento:

- Relaves espesados: Estos relaves se someten a un proceso de sedimentación mediante espesadores, lo que permite eliminar gran parte del agua que contienen antes de su deposición.
- Relaves filtrados: Antes de ser depositados, estos son sometidos a un proceso de filtración para asegurar que su contenido de humedad sea menor al 20%.
- Relave en pasta: Este presenta una situación intermedia entre los relaves espesados y filtrados. Consiste en una mezcla de material sólido y agua, con un contenido de humedad generalmente de (10 – 20)%. Además, contiene partículas finas de tamaño menor a 20μ .

2.1.2. Dirección de Construcción de Depósitos de Relaves

Según Morrison (2022), la construcción de los depósitos de relaves se divide en 2 categorías: aguas arriba y aguas abajo.

En la construcción aguas arriba, el material del muro requiere que en las etapas de crecimiento del depósito sea colocado aguas arriba generalmente en elevaciones más altas, como se muestra en la Figura 2-2. Es importante destacar que este método constructivo está prohibido en Chile, según lo establecido en el Decreto Supremo N°248 (2007).

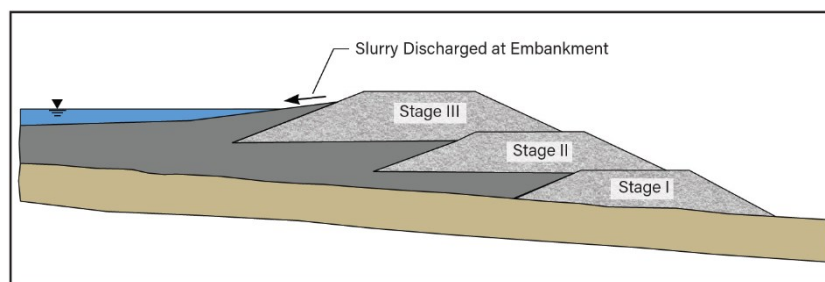


Figura 2-2. Método constructivo aguas arriba (Morrison, 2022)

La construcción aguas abajo implica que el crecimiento del depósito se realice hacia aguas

abajo como se muestra en la Figura 2-3.

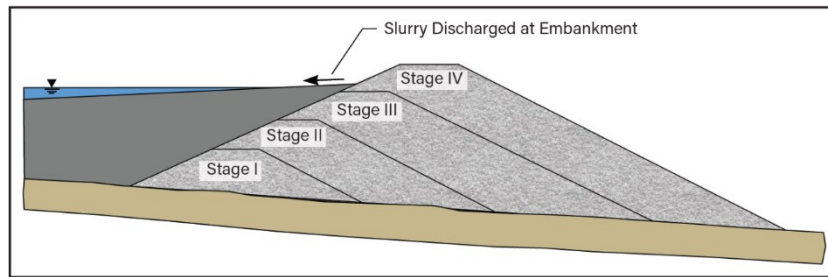


Figura 2-3. Método constructivo aguas abajo (Morrison, 2022)

Por último, se encuentra el método constructivo de línea central, donde las etapas son contraídas tanto aguas arriba como aguas abajo, el centro del coronamiento de cada etapa posterior permanece en el mismo eje central inicial como se puede observar en la Figura 2-4.

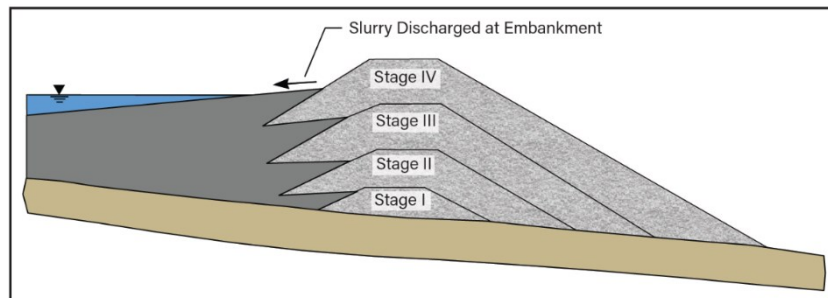


Figura 2-4. Método constructivo de línea central (Morrison, 2022)

2.1.3. Estabilidad Física

La estabilidad física de los depósitos de relaves resulta de gran importancia en el ámbito de la geotecnia. La garantía de su estabilidad es esencial para prevenir eventos adversos como deslizamientos, colapsos o filtraciones, los cuales pueden tener consecuencias graves tanto para el medio ambiente como para la seguridad de las personas. Por tanto, es fundamental llevar a cabo una adecuada evaluación y control de los diversos factores que influyen en la estabilidad, incluyendo aspectos geométricos y propiedades de los materiales utilizados. Estos análisis permiten identificar posibles problemas y adoptar medidas de mitigación necesarias para asegurar un funcionamiento seguro y sostenible de los depósitos de relaves a lo largo del tiempo.

2.1.3.1. Diseño Geotécnico

Es importante considerar durante el diseño de los depósitos de relaves, que todos los modelos son representaciones simplificadas del mundo real y que existe cierta incertidumbre asociada a todas las predicciones, ya sean modelos analíticos o modelos numéricos más complejos. Por lo tanto, resulta crucial que el enfoque de análisis seleccionado pueda realizar predicciones con un nivel aceptable de incertidumbre. Asimismo, es fundamental tener en cuenta que el diseño

geotécnico de los depósitos de relaves es específico para cada sitio, y el primer paso en el desarrollo de cualquier modelo debe ser identificar claramente los objetivos del modelo y cómo se utilizará para respaldar los análisis geotécnicos.

Los análisis geotécnicos para los depósitos de relaves abarcan temas como filtración, asentamiento y consolidación, desencadenamiento de licuefacción, estabilidad de taludes y deformación estática y dinámica. Estos análisis se llevan a cabo para evaluar las condiciones en las elevaciones de los depósitos actuales y futuros. Los niveles de saturación y las presiones de poros dentro de un depósito de relaves pueden influir en el asentamiento y la consolidación de los relaves, el riesgo de licuefacción, la estabilidad estática y sísmica, así como las deformaciones resultantes de la inestabilidad del depósito. Los análisis de estabilidad de taludes, utilizando métodos de equilibrio límite y calculando el factor de seguridad (FS), se comparan con requisitos reglamentarios como una primera línea en el diseño. Sin embargo, los análisis numéricos brindan información sobre el comportamiento de los terraplenes en diferentes trayectorias de tensiones que no se pueden evaluar mediante los análisis de equilibrio límite (Morrison, 2022).

Es relevante destacar que la suposición de deformación plana (2D) en los análisis numéricos de geometrías no extensas y consistentes suele ser conservadora, debido a que las condiciones de contorno pueden tener una influencia significativa en el plano de falla tridimensional. Por ejemplo, en un valle estrecho, donde se tiene una mayor resistencia al corte en la cimentación a lo largo del perímetro en los lados empinados, puede proporcionar una resistencia adicional importante a lo largo de la superficie de falla crítica que no se observa en los modelos numéricos 2D.

2.1.3.2. Mecanismos de Falla

En los últimos años, ha habido un aumento significativo en las fallas catastróficas de depósitos de relaves, lo que ha generado una mayor precaución por parte de las partes interesadas, incluyendo al público, organismos reguladores, inversionistas y propietarios, en relación a las prácticas de manejo de relaves (Morrison, 2022). Se han registrado casos destacados de fallas graves desde el 2014 hasta el 2019, como: (A) el depósito de Mount Polley en agosto de 2014 en Columbia Británica, Canadá; (B) la presa Fundão en noviembre de 2015 en la mina Samarco en Minas Gerais, Brasil; y (C) la Presa 1 en enero de 2019 en la mina Córrego do Feijão en Minas Gerais, Brasil.

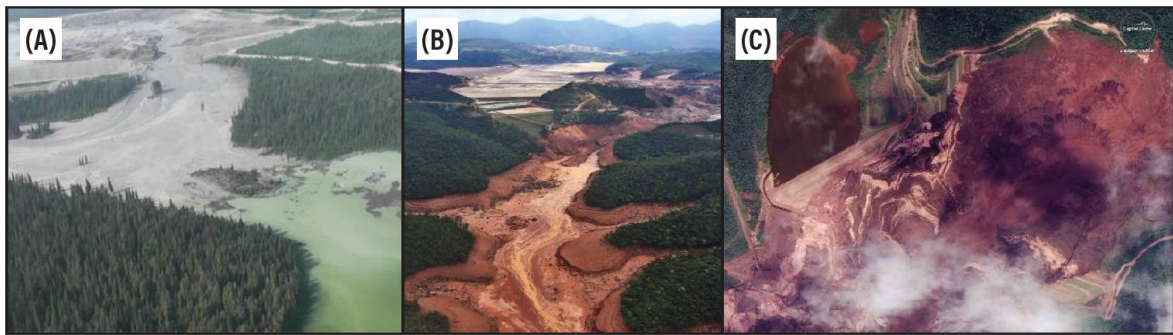


Figura 2-5. Fallas en depósitos de relaves: (A) Mount Polley, (B) Samarco y (C) Córrego do Feijão (Morrison, 2022)

Un estudio realizado por Strachan y Van (2017) (citado en Morrison ,2022) muestra la cantidad de fallas en depósitos de relave desde 1910 hasta 2017, clasificadas según la causa de falla (Figura 2-6). Se identificó que la inestabilidad de taludes, los terremotos generados por un evento sísmico y el desbordamiento de las crestas de los depósitos de relaves son las causas más comunes de fallas en la superficie. Por otro lado, Las filtraciones y tuberías a través de los cimientos y la estructura de contención, así como las deficiencias estructurales en los sistemas de gestión de agua y la entrega de relaves, son causas menos frecuentes de fallas. La erosión de los taludes de la estructura de contención y el flujo de agua de proceso o relaves hacia trabajos subterráneos debido al hundimiento de la mina son las causas menos frecuentes de fallas identificadas.

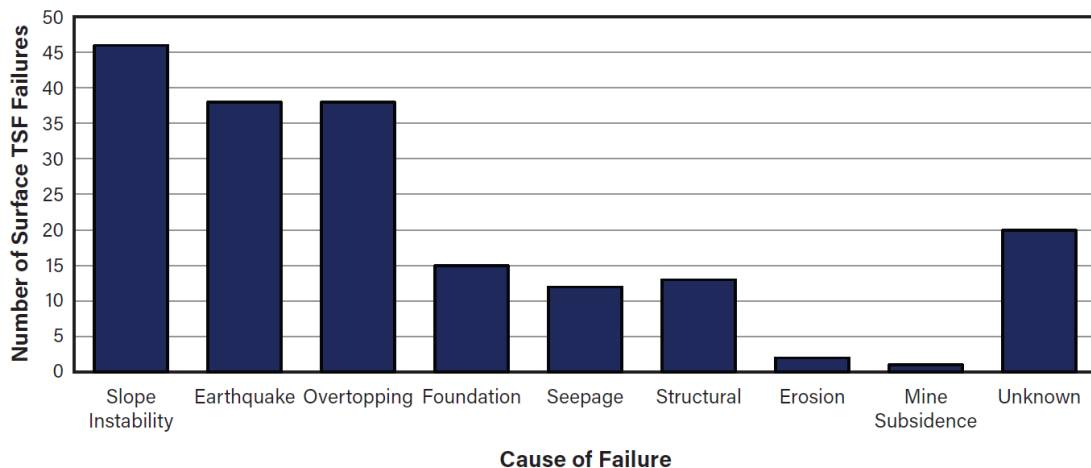


Figura 2-6. Fallas en las instalaciones de almacenamiento de relaves por causa, 1910–2017 (Morrison, 2022)

Al examinar las fallas más frecuentes en los depósitos de relaves, se procede a realizar una breve descripción de las tres principales:

- Inestabilidad de taludes: La estabilidad de los taludes es de vital importancia en los depósitos de relaves durante las etapas de diseño, construcción y operación. En general,

esta estabilidad está determinada por factores como la geometría del muro, las propiedades de los materiales del depósito, las características del suelo de fundación y el nivel de compactación. Los eventos que pueden desencadenar la inestabilidad incluyen lluvias intensas o filtraciones que incrementan la presión de poros interna en el muro, cargas superiores a las consideradas en el diseño, colapsos del sistema de impermeabilización o drenaje, y sismos que pueden provocar licuefacción del material, entre otros (Carvajal Arroyo, 2018; Pulgar Olave, 2020).

- **Evento sísmico:** Después de un evento sísmico, es posible que se produzca una pérdida de resistencia debido al exceso de presión de poros generado durante el evento, lo que puede conducir a posibles fallas debido al fenómeno de licuefacción. La licuefacción se refiere a la pérdida de resistencia al corte en un suelo debido a cambios en la tensión o deformación, lo que resulta en un aumento de la presión de poros y una reducción de la tensión efectiva y la resistencia al corte asociada. Después de un evento sísmico, los excesos de presión de poros en un depósito de relaves pueden disiparse hacia la superficie o hacia la pendiente aguas abajo. En este último caso, las fuerzas de filtración resultantes pueden comprometer la estabilidad del muro (Morrison, 2022).
- **Rebalse:** Este fenómeno ocurre cuando las crestas de los depósitos de relaves se desbordan, lo que sucede cuando la capacidad del embalse se ve superada y ya no hay capacidad de almacenamiento adicional. Esto puede llevar a la erosión del muro del depósito. El rebalse suele estar asociado a problemas en los canales de captación perimetral, precipitaciones intensas, eventos sísmicos que generan deformaciones significativas en la parte superior del muro, un mayor caudal de entrada que de salida, entre otros factores (Carvajal Arroyo, 2018; Pulgar Olave, 2020).

El cumplimiento de ciertos criterios de control establecidos por el DS248 es de vital importancia para prevenir las fallas observadas en los depósitos de relaves. Estos criterios proporcionan directrices y requisitos que deben seguirse durante el diseño, construcción y operación de las instalaciones. Al adherirse a estos criterios, se busca garantizar la estabilidad y seguridad de los terraplenes, así como prevenir la filtración y otros problemas que podrían comprometer la integridad del depósito de relaves. Por lo tanto, es crucial que los responsables de estas instalaciones se aseguren de cumplir con todos los criterios y adoptar las medidas necesarias para evitar las fallas catastróficas que se han observado en el pasado:

- Se debe mantener la laguna de aguas claras lo más alejado posible del muro de contención para evitar que el muro se humedezca, evitando así la saturación, el incremento de la presión de poros y posible colapso.
- La revancha mínima debe ser de un metro (1m), aunque este valor puede variar dependiendo de los fenómenos hidrogeológicos presentes que requieran una mayor revancha.
- El ancho mínimo del coronamiento debe ser de dos metros (2m) para asegurar la

estabilidad del muro.

- Es necesario contar con un sistema de drenaje en la base del muro del depósito.
- Las etapas constructivas deben llevarse a cabo de manera secuencial, continua e integrada, permitiendo la evaluación, retroalimentación y optimización de las obras.
- El operador del depósito tiene la responsabilidad de monitorear y controlar las instalaciones para asegurar el cumplimiento de los requisitos y especificaciones del proyecto.
- El muro de partida debe tener al menos el 10% de la altura final proyectada del muro de contención.
- El porcentaje de finos (partículas pasantes del tamiz #200) en la fracción más gruesa de arena debe ser inferior al 20% en términos de granulometría.

2.2. Análisis Inverso en Ingeniería Geotécnica

En la ingeniería geotécnica, los modelos numéricos se utilizan para comprender problemas complejos y obtener predicciones realistas. Sin embargo, existe una notable incertidumbre asociada a las condiciones geológicas y los parámetros geotécnicos, lo cual distingue a esta disciplina de otras ramas de la ingeniería. El análisis suele implicar el uso de teorías de probabilidad y estadística para obtener resultados confiables. Según Müller (1982), la incertidumbre en la ingeniería geológica se origina principalmente por tres fuentes:

- (i) Variabilidad espacial: Las formaciones geológicas presentan heterogeneidades y discontinuidades en su composición y propiedades, lo cual dificulta predecir el comportamiento preciso de los suelos y las rocas en un lugar determinado.
- (ii) Errores de medición y estimación: La obtención de muestras representativas del suelo o las rocas puede ser difícil, y existen variabilidades intrínsecas en las propiedades geotécnicas. Además, los métodos de medición pueden tener limitaciones, lo que genera incertidumbre en los datos obtenidos.
- (iii) Imprecisiones del modelo: Los modelos numéricos son simplificaciones de la realidad y requieren la selección de parámetros y suposiciones adecuadas. Sin embargo, estas elecciones pueden introducir errores y limitaciones en las predicciones del comportamiento geotécnico.

Además, existen incertidumbres derivadas de las omisiones, ya que no es posible conocer todos los aspectos que pueden haber sido excluidos dentro de los análisis.

Debido a esto se emplea el método observacional ampliamente en el campo de la ingeniería geotécnica, con el fin de investigar y monitorear obras y proyectos. Esta técnica permite obtener información más precisa y confiable sobre el comportamiento de los materiales geotécnicos, lo que a su vez garantiza una mayor seguridad dentro de los proyectos.

Peck (1969) define la aplicación del método observacional como:

- a. Exploración suficiente para establecer al menos la naturaleza general, el patrón y las propiedades de los depósitos, pero no necesariamente en detalle.
- b. Evaluación de las condiciones más probables y las desviaciones concebibles más desfavorables a partir de estas condiciones. En esta evaluación, la geología suele desempeñar un papel importante.
- c. Establecimiento del diseño basado en una hipótesis de comportamiento anticipado bajo las condiciones más probables.
- d. Selección de las cantidades a observar a medida que avanza la construcción y cálculo de sus valores anticipados en base a la hipótesis de trabajo.
- e. Cálculo de los valores de las mismas cantidades bajo las condiciones más desfavorables compatibles con los datos disponibles sobre las condiciones del subsuelo.
- f. Selección anticipada de un curso de acción o modificación del diseño para cada desviación significativa previsible de los hallazgos observacionales en comparación con los pronosticados en base a la hipótesis de trabajo.
- g. Medición de las cantidades a observar y evaluación de las condiciones reales.
- h. Modificación del diseño para adaptarse a las condiciones reales.

En la ingeniería geotécnica, el método observacional debe ser un proceso continuo y gestionado, que incluya: el diseño, el control de la construcción, el seguimiento y la revisión. Esto permite incorporar modificaciones previamente definidas durante y/o después de la construcción, según sea necesario, con el objetivo de lograr una mayor eficiencia en los proyectos sin comprometer la seguridad (Nicholson et al., 1999).

Sin embargo, es importante tener en cuenta que el método observacional no debe aplicarse cuando no hay suficiente tiempo para implementarlo y considerar de manera segura las modificaciones o los planes de emergencia que puedan requerirse. Se puede implementar el método observacional al inicio de los proyectos o más adelante si se identifican posibles beneficios asociados (Nicholson et al., 1999).

A continuación, se establece la relación entre un modelo numérico y los parámetros de entrada presentados por Corral (2013) como:

$$G(\Theta) = \mathbf{p} \quad (2-1)$$

Donde, G es el modelo numérico, Θ es un vector con los parámetros del modelo y \mathbf{p} es el vector de predicción. Esta ecuación establece que, dado un modelo y ciertos parámetros, se puede encontrar una predicción precisa, asumiendo que no existe incertidumbre. De esta forma, si se tiene un vector de medidas de campo \mathbf{m} , se puede utilizar el mismo modelo G y estimar el vector de parámetros de entrada Θ , dando pie a lo que se conoce como problema inverso, mostrado por Corral

(2013) como:

$$G(\Theta) = \mathbf{m} \quad (2-2)$$

Sin embargo, al considerar la incertidumbre inherente al modelo y a las mediciones de campo, según lo mencionado por Müller (1982), la ecuación (2-2) se reformula como:

$$\mathbf{m} = G(\Theta) + \mathbf{r} \quad (2-3)$$

En esta nueva formulación, \mathbf{m} representa el vector de medidas de campo y \mathbf{r} es el vector residual. El vector residual se determina mediante la combinación de las ecuaciones (2-1) y (2-3), expresando la diferencia entre la predicción y la medición.

$$\mathbf{r} = \mathbf{m} - \mathbf{p} \quad (2-4)$$

Corral (2013) señala que la resolución del problema inverso se basa en dos aspectos principales: (i) la selección de un criterio de identificación, es decir, identificar una función de error o función objetivo para el proceso de optimización, y (ii) la elección de un algoritmo para resolver el problema de optimización.

2.2.1. Estimación del Error

Según Corral (2013), en el campo de la ingeniería geotécnica, el criterio de identificación de mínimos cuadrados se utiliza ampliamente para la estimación del error. Se expresa en notación vectorial de la siguiente manera:

$$\min\{J\} = \min\{\mathbf{r}^T \cdot \mathbf{r}\} \quad (2-5)$$

Donde J es un valor escalar que representa la función objetivo.

Al utilizar diferentes tipos de medidas (unidades y magnitudes físicas), es necesario normalizar los datos. El criterio más común usado es el criterio de mínimos cuadrado ponderado, el cual asigna una importancia relativa a ciertas medidas (Calvello, 2002; Corral, 2013; Levasseur, 2007). Este criterio de mínimos cuadrados ponderado se puede escribir a partir de la ecuación (2-5) como:

$$\min\{J\} = \min\{\mathbf{r}^T \cdot \mathbf{W} \cdot \mathbf{r}\} \quad (2-6)$$

Donde \mathbf{W} es una matriz de peso diagonal.

Al combinar las ecuaciones (2-4) y (2-6), se puede escribir la expresión en términos de medidas y predicciones, quedando así la siguiente expresión:

$$\min\{J\} = \min\{(\mathbf{m} - \mathbf{p})^T \cdot \mathbf{W} \cdot (\mathbf{m} - \mathbf{p})\} \quad (2-7)$$

La matriz de peso diagonal (\mathbf{W}), se define como la inversa de las varianzas de las mediciones, como elementos diagonales de la matriz. Calvello (2002) y Finno (2007) relacionan la matriz de peso diagonal con la precisión de los instrumentos individuales (no con las medidas reales), siguiendo las especificaciones del fabricante. Corral (2013) señala que esta opción es adecuada siempre y cuando no se disponga de información sobre la variación de las mediciones.

Es importante destacar que uno de los principales problemas del criterio de mínimos cuadrados ponderado no toma en consideración la covarianza de las mediciones (efecto de acoplamiento de los residuos), lo que lo hace útil para los tipos de instrumentos en línea, como los inclinómetros (Corral, 2013).

2.2.1.1. Enfoque de Máxima Verosimilitud

El enfoque de máxima verosimilitud representa un método general que puede aplicarse a problemas de estimación donde sea posible asignar una función de densidad de probabilidad (Aster et al., 2004). Ledesma et al. (1996) resumen la ecuación del enfoque de máxima verosimilitud de la siguiente manera:

$$L(\Theta|\mathbf{m}) = k \cdot P(\mathbf{m}|\Theta) \quad (2-8)$$

Aquí, $L(\Theta|\mathbf{m})$ representa la probabilidad condicional de los parámetros del modelo Θ dado el conjunto de medidas \mathbf{m} ; k es una constante de proporcionalidad, y $P(\mathbf{m}|\Theta)$ es la probabilidad condicional de obtener las medidas \mathbf{m} dado un modelo probabilístico Θ .

Ledesma et al. (1996) indica que, si se considera el modelo numérico correcto, la diferencia entre las medidas y las predicciones se debe a un error de medición. Por lo tanto, la probabilidad de obtener las medidas \mathbf{m} dado los parámetros Θ es la probabilidad de reproducir el residuo \mathbf{r} . Asumiendo una distribución de probabilidad Gaussiana (Normal) multivariable, P se puede describir como:

$$P(\mathbf{m} - \mathbf{p}) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^2 |\mathbf{C}_m|}} \cdot e^{-\frac{1}{2}(\mathbf{m}-\mathbf{p})^T \cdot (\mathbf{C}_m)^{-1} \cdot (\mathbf{m}-\mathbf{p})} \quad (2-9)$$

Donde \mathbf{C}_m es la matriz de covarianza de las medidas \mathbf{m} .

Según Corral (2013), la covarianza de las medidas es constante en un intervalo de tiempo determinado (por ejemplo, en una etapa específica de un análisis de elementos finitos), lo que permite reducir el enfoque de máxima verosimilitud al problema de minimización:

$$\min\{J\} = \min\{(\mathbf{m} - \mathbf{p})^T \cdot (\mathbf{C}_m)^{-1} \cdot (\mathbf{m} - \mathbf{p})\} \quad (2-10)$$

$$\min\{J\} = \min\{\mathbf{r}^T \cdot (\mathbf{C}_m)^{-1} \cdot \mathbf{r}\}$$

Bajo el supuesto que se tienen t instrumentos independientes, la ecuación (2-10) se puede expresar en términos de matrices de covarianza independientes de la siguiente manera:

$$J = \sum_j^t \mathbf{r}_j^T \cdot (\mathbf{C}_{m_j})^{-1} \cdot \mathbf{r}_j \quad (2-11)$$

Según Ledesma et al. (1996), la máxima verosimilitud se puede expresar como:

$$\mathbf{C}_{m_j} = \sigma_j^2 \cdot \mathbf{E}_{m_j} \quad (2-12)$$

Donde, σ_j^2 es un factor escalar que representa la varianza global por cada instrumento j , y \mathbf{E}_{m_j} es la estructura de error de cada instrumento j , que depende de las características propias del dispositivo.

2.2.2. Algoritmo Genético (AG) como Método de Optimización

El AG es una técnica de búsqueda inspirada en la selección y genética natural que combina la supervivencia de los individuos más aptos con un intercambio de información estructurado pero aleatorio. Fue desarrollado por John Holland y su equipo en la Universidad de Michigan con el objetivo de comprender y explicar los procesos adaptativos de los sistemas naturales, así como diseñar sistemas artificiales que incorporaran los mecanismos clave de estos sistemas (Goldberg, 1989).

Según Goldberg (1989), los AG se diferencian de otros métodos de optimización y búsqueda tradicionales en cuatro características principales: En primer lugar, trabajan con una codificación del conjunto de parámetros en lugar de los parámetros individuales. En segundo lugar, realizan la búsqueda a partir de una población de soluciones en lugar de un solo punto. En tercer lugar, utilizan una función objetivo para evaluar la calidad de las soluciones en lugar de utilizar derivadas u otros conocimientos auxiliares. Y, en cuarto lugar, emplean reglas de transición probabilísticas en lugar de reglas determinísticas.

Según Corral (2013) un buen ejemplo para ilustrar el uso del AG es utilizar la función Rastrigin, definida a través de la ecuación (2-13):

$$Ras(x) = 20 + x_1^2 + x_2^2 - 10 \cdot [\cos(2 \cdot \pi \cdot x_1) + \cos(2 \cdot \pi \cdot x_2)] \quad (2-13)$$

La Figura 2-7 muestra un modelo tridimensional y los niveles de contorno de la función

Rastrigin. La cual presenta muchos mínimos y máximos locales, generando un desafío para los algoritmos de optimización.

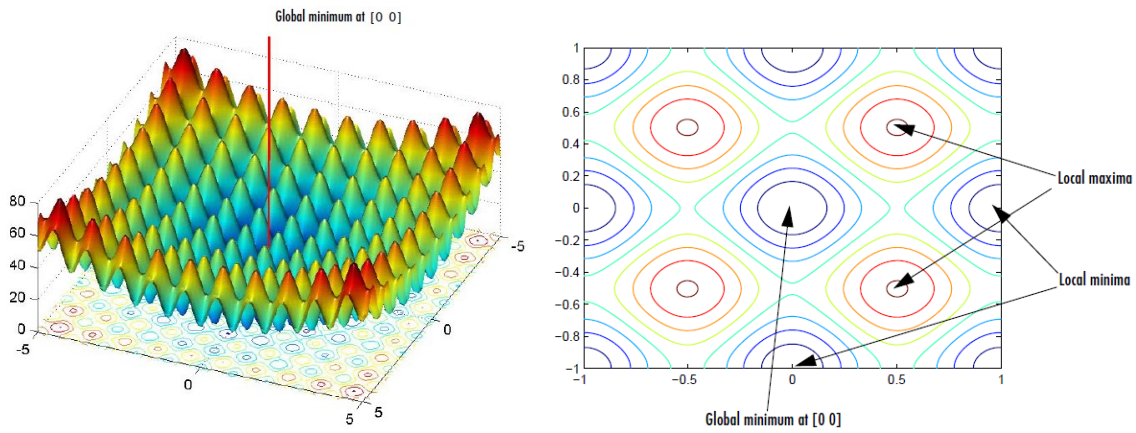


Figura 2-7. Función Rastrigin en 3D y niveles de contorno (Natick, 2004)

Se demuestra en la Figura 2-8 que los AG tienen la capacidad de encontrar el mínimo global de una función como la Rastrigin. Aunque inicia con una población alejada del mínimo global y se centra en mínimos locales, a medida que se ejecutan las iteraciones, el algoritmo es capaz de explorar y explotar el espacio de búsqueda de manera efectiva, encontrando su valor óptimo en la iteración 100.

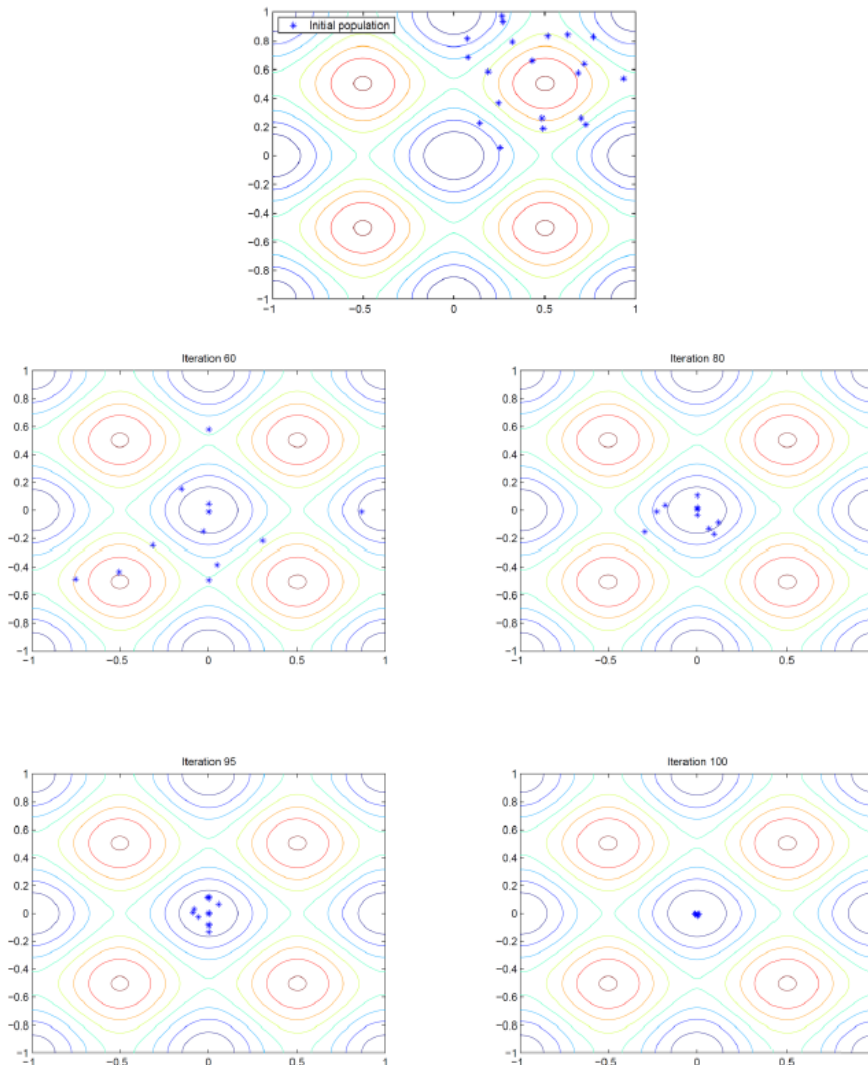


Figura 2-8. Capacidad de encontrar el mínimo global en la función Rastrigin desde la población inicial hasta la iteración 100 (Natick, 2004)

En un algoritmo genético sencillo, se utilizan tres operaciones básicas: selección de padres, cruce y mutación. Estas operaciones permiten generar nuevas cadenas llamadas "hijos" a partir de la población actual, con el objetivo de mejorar las soluciones en las generaciones futuras.

2.2.2.1. Selección de Padres

En esta etapa, se eligen individuos de la población actual como "padres" para la reproducción en las próximas generaciones. Existen diferentes metodologías de selección, y en este trabajo se utiliza la metodología elitista. En esta metodología, se compara cada individuo utilizando una función objetivo que determina la probabilidad de cada individuo para contribuir con mejores descendientes.

2.2.2.2. Cruce

Una vez seleccionados los padres, se lleva a cabo el proceso de reproducción mediante el cruce. En esta etapa, se seleccionan dos padres de forma aleatoria y se realiza una copia parcial de las cadenas de ambos individuos para generar nuevos hijos. El cruce permite combinar características genéticas de los padres y generar descendientes genéticamente similares a ellos.

2.2.2.3. Mutación

A pesar de que el cruce combina las cadenas de los padres óptimos, se considera un pequeño porcentaje de mutación en los hijos. La mutación se encarga de introducir cambios aleatorios en la cadena de un individuo, de forma independiente al resto de la población. Esto permite mantener la diversidad genética en la población y evitar que las soluciones converjan prematuramente en óptimos locales. La mutación permite explorar diferentes regiones del espacio de búsqueda y aumentar las posibilidades de encontrar soluciones óptimas.

2.2.2.4. Ejemplo de las tres operaciones básicas de un AG

Se plantea resolver la función de error $F(x)$ utilizando algoritmo genético, la cual requiere de 3 parámetros. Dentro de las características del AG se tiene una población de 10 individuos, los padres representan el 40% y el cruce un 60% de las próximas generaciones.

En la generación inicial (Generación 0), se asignan valores aleatorios a los parámetros de los individuos, y se calcula el valor de $F(x)$ para cada uno de ellos. Todos los valores se muestran en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Generación 0 en ejemplo de AG con las 3 operaciones básicas

Individuo	Parámetro 1	Parámetro 2	Parámetro 3	$F(x)$
$I_{0,1}$	5	2	9	5,42
$I_{0,2}$	8	7	3	2,78
$I_{0,3}$	3	1	7	9,13
$I_{0,4}$	2	6	10	8,56
$I_{0,5}$	7	8	5	3,75
$I_{0,6}$	6	3	2	6,89
$I_{0,7}$	9	6	8	7,21
$I_{0,8}$	1	9	4	1,24
$I_{0,9}$	4	4	2	4,99
$I_{0,10}$	10	1	10	10,1

En esta etapa, se implementa una estrategia de selección elitista donde se eligen los cuatro individuos con el menor valor de error $F(x)$ como padres para la siguiente generación. Estos padres

se denominarán $P_{1,1}$, $P_{1,2}$, $P_{1,3}$ y $P_{1,4}$. Los padres son utilizados para el cruce y generar el 60% de la próxima generación.

La Generación 1 está formada por los padres seleccionados en la generación anterior y nuevos individuos (hijos) creados a partir de ellos. Los hijos heredan los parámetros de sus padres de forma aleatoria y se encuentran reflejados en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Generación 1 en ejemplo de AG con las 3 operaciones básicas

Individuo	Parámetro 1	Parámetro 2	Parámetro 3	$F(x)$
$P_{1,1}$	1	9	4	1,24
$P_{1,2}$	8	7	3	2,78
$P_{1,3}$	7	8	5	3,75
$P_{1,4}$	4	4	2	4,99
$I_{1,1}$	1	7	3	7,75
$I_{1,2}$	8	9	4	2,51
$I_{1,3}$	7	4	5	9,10
$I_{1,4}$	4	8	2	7,54
$I_{1,5}$	1	7	10	1,12
$I_{1,6}$	4	8	5	4,35

Es importante notar que la generación 1 está compuesta por padres (provenientes de la generación anterior) y nuevos individuos (hijos) creados a partir de los padres. Los hijos $I_{1,1}$, $I_{1,2}$ y $I_{1,5}$ fueron creados a partir de los padres $P_{1,1}$ y $P_{1,2}$, y los hijos $I_{1,3}$, $I_{1,4}$ y $I_{1,6}$ fueron creados a partir de los padres $P_{1,3}$ y $P_{1,4}$. Esto se puede observar debido a que los parámetros de los hijos son idénticos al de sus padres, en el cual la selección de los padres y los parámetros que van a formar los hijos es totalmente aleatoria.

En algunos casos, como en $I_{1,5}$, se produce una mutación, donde uno de los parámetros difiere de los padres. Esta mutación introduce variabilidad genética en la población, evitando la convergencia prematura hacia óptimos locales.

Finalmente, este proceso se repite en cada generación sucesiva, con la selección de nuevos padres basada en el desempeño de los individuos en cada iteración. El algoritmo continúa iterando hasta que se cumplan los criterios de detención definidos por el usuario que ejecuta el AG.

2.2.3. Análisis Inverso en FEM en Ingeniería Geotécnica

La Tabla 2-3 resume literatura publicada sobre las aplicaciones de los análisis inversos en ingeniería geotécnica, y los siguientes párrafos ofrecen varios artículos publicados que se

relacionan con la calibración de pruebas de laboratorio (Baroth & Malecot, 2010; Lin et al., 2015; Rokonuzzaman & Sakai, 2010) o pruebas de campo (Calvello & Finno, 2004; Corral, 2013; Finno & Calvello, 2005; Finno & Rechea, 2006; Grosel, 2021; Ledesma et al., 1996; Levasseur et al., 2008, 2010; Lin et al., 2015; Rechea et al., 2008; Ze-Zhou et al., 2018; Zheng et al., 2018). Además, se evalúan diferentes criterios de identificación como: mínimos cuadrados, mínimos cuadrados ponderado, máxima verosimilitud, multiplicador de áreas, RIFT y diferencia de datos; así como diferentes metodologías de optimización: Levenberg-Marquardt, Gauss-Newton, AG, micro algoritmo genético, identificación de componentes principales, enfoque enjambre de partículas, EDMF y actualización bayesiana.

Tabla 2-3. Resumen de análisis inversos realizados con FEM en ingeniería geotécnica (después de Corral, 2013)

Referencia	Tipo de problema	Modelo constitutivo	Parámetros (# de parámetros)	Criterio de identificación	Método de optimización
Ledesma et al. (1996)	Túnel sintético	Elástico Lineal	E y k_0 (2)	Máxima verosimilitud	Gauss-Newton y Levenberg-Marquardt
Calvello & Finno (2004) Finno & Calvello (2005)	Excavación en Chicago	Hardening Soil	E_{50}^{ref} (3)	Mínimo cuadrado ponderado	Gauss-Newton modificado
Finno & Rechea (2006)	Excavación sintética	Hardening Soil	E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} (2)	Mínimo cuadrado ponderado	Gauss-Newton modificado
Rechea et al. (2008)	Excavación en el Centro de Investigación de Lurie (Chicago)	Hardening Soil	E_{50}^{ref} (2)	Mínimo cuadrado ponderado	Método del Gradiente y Algoritmo genético
Levasseur et al. (2008)	Excavación sintética	Mohr-Coulomb	φ y G (2) φ, G, ψ o k_0 (3)	Mínimo cuadrado	Método del Gradiente y Algoritmo genético
Levasseur et al. (2010)	Excavación en el Centro de Investigación de Lurie (Chicago)	Hardening Soil	E_{50}^{ref} (2)	Mínimo cuadrado	Algoritmo genético y Análisis de Componentes Principales (PCA)
Baroth & Malecot, (2010)	Excavación sintética	Mohr-Coulomb	φ y G (2)	Mínimo cuadrado	Algoritmo genético
Rokonuzzaman & Sakai (2010)	Ensayo triaxial sintético	Endurecimiento-Ablandamiento	$\varepsilon_f, m, \varepsilon_r, \varepsilon_d$ y β (5)	Multiplicación de áreas de tensión-deformación	Algoritmo genético y micro Algoritmo Genético (mGA)

Corral (2013)	Excavación en el sur de Boston	Mohr-Coulomb	G, OCR y α (4) OCR, α y k (5) G, OCR y α (6)	Máxima verosimilitud	Algoritmo genético
Lin et al. (2015)	Pruebas de laboratorio y excavación arriostrada [Sintético]	Cam-Clay Modificado Mohr-Coulomb	λ, κ, M y ν (4) OCR, λ, κ, M y ν (5)	Técnica robusta y libre de interpolación (RIFT) Mínimo cuadrado	Multiobjetivo con enfoque en Enjambre de Partículas (MO-PSO)
Zheng et al. (2018)	Terraplén en Ballina (Nueva Gales del Sur, Australia)	Cam-Clay	k, e_0, κ y λ (36)	Máxima verosimilitud	Actualización Bayesiana
Ze-Zhou et al. (2018)	Excavación sintética	Mohr-Coulomb	E' y E'_{inc} (2)	Mínimo cuadrado ponderado	Enfoque de Falsificación del Dominio de Error (EDMF),
Grosel (2021)	Presa de relave sintética	Mohr-Coulomb	φ, c, E, ν y k (25)	Diferencia entre datos	Algoritmo genético

En Ledesma et al. (1996) se describe una formulación probabilística para el problema de análisis inverso basado en el enfoque de máxima verosimilitud aplicado a un problema de excavación de túneles sintético. Donde se supone que el material es elástico lineal, homogéneo e isotrópico. Los parámetros para identificar son el módulo de Young (E) y el coeficiente k_0 . El procedimiento de identificación logra alcanzar el mínimo en 4 o 5 iteraciones y la Figura 2-9 muestra el proceso iterativo de la función objetivo $J(E, k_0)$, utilizando tanto el algoritmo de Gauss-Newton como el algoritmo de Levenberg-Marquardt, en el cual se emplea el enfoque de máxima verosimilitud, lo que implica evaluar las matrices de covarianza de las mediciones. Los autores derivan estas matrices para algunos instrumentos geotécnicos utilizados en la instrumentación de campo, como inclinómetros para desplazamientos horizontales y extensómetros para desplazamientos verticales. Además, se discute el efecto del número de mediciones y sus estructuras de error y se señala que un mayor número de mediciones en campo permite representar un comportamiento más completo, ya que se pueden observar mayores deformaciones. La estimación de parámetros se logra en pocas iteraciones en todos los casos y se observan algunas diferencias en la confiabilidad de la solución para un error de medición fijo, representado por la matriz de covarianza de los parámetros. Como se esperaba, las varianzas de los parámetros identificados son más pequeñas cuando se utilizan 55 medidas, el caso de 2 medidas proporciona una solución directa con mayor incertidumbre en los resultados [Figura 2-10]. En general, se presentan pequeñas diferencias entre los dos métodos inversos, ya que ambos aplican el enfoque de máxima verosimilitud (Corral, 2013).

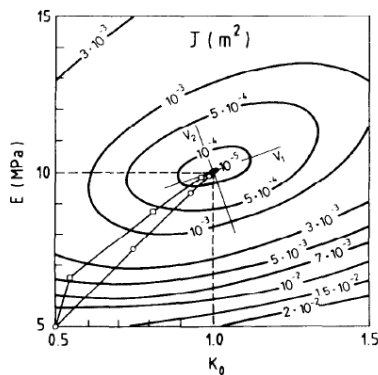


Figura 2-9. Contornos de la función objetivo y caminos del procedimiento iterativo. (Ledesma et al., 1996)

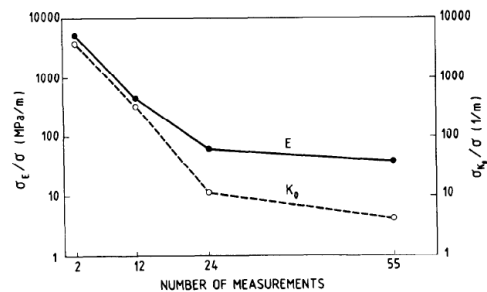


Figura 2-10. Desviaciones estándar de E y k_0 para diferentes números de mediciones utilizadas en el análisis. Los valores son proporcionales a la desviación estándar de la medición. (Ledesma et al., 1996)

En Calvello & Finno (2004) y Finno & Calvello (2005) se presenta un procedimiento de análisis inverso para una excavación de 12,2 m a través de cuatro capas de arcillas glaciales de Chicago. La modelización numérica se realizó utilizando el software PLAXIS, empleando el modelo Hardening Soil (HS) para representar el comportamiento de cuatro capas arcillosas y el modelo de Mohr-Coulomb para la capa superior de arena y relleno. Calvello & Finno (2004) asumieron propiedades materiales deterministas para las dos capas superiores y realizaron análisis

de sensibilidad acoplado PLAXIS con UCODE para las capas arcillosas. Se enfocaron en tres parámetros del modelo HS (E_{50}^{ref} , φ y m) y concluyeron, bajo ciertos supuestos, que solo el parámetro de rigidez E_{50}^{ref} necesitaba ser actualizado. Las otras rigideces del modelo (E_{oed}^{ref} ; E_{ur}^{ref}) están correlacionadas con E_{50}^{ref} según las recomendaciones predeterminadas de PLAXIS. Finno & Calvello (2005) estimaron los valores de E_{50}^{ref} solo para tres materiales. El criterio de identificación adoptado fue el enfoque de mínimos cuadrados ponderados con la función objetivo en términos de desplazamientos, y la técnica de optimización correspondió al método de Gauss-Newton modificado. La simulación por elementos finitos de la excavación se recalibró mediante análisis inverso en cinco etapas de construcción capturadas por dos inclinómetros (cinco etapas para el inclinómetro Este y tres etapas para el inclinómetro Oeste). La Figura 2-11 muestra las predicciones iniciales de los parámetros de entrada basadas en la calibración con datos triaxiales, revelando una sobreestimación de los desplazamientos horizontales. La Figura 2-12 muestra las predicciones actualizadas solo para la etapa 1 y los datos medidos, donde se observa una mejora significativa en las etapas posteriores. Cuando se utilizaron las mediciones de todas las etapas para actualizar los parámetros en cada etapa, las predicciones mejoraron notablemente, mostrando detalles precisos de las deflexiones de la pared como se puede observar en la Figura 2-13 (Corral, 2013).

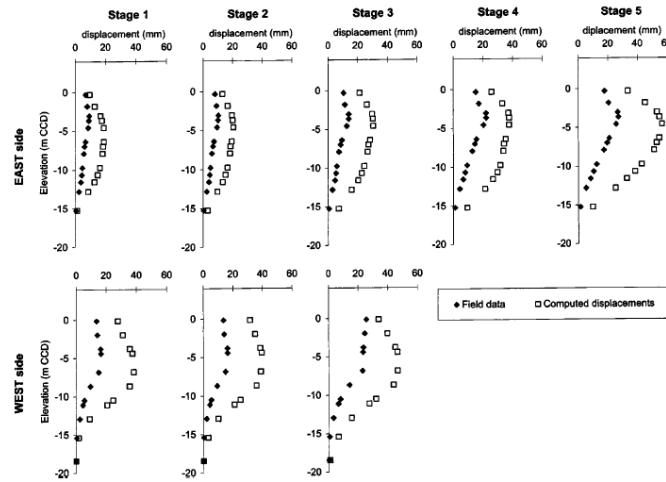


Figura 2-11. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: estimaciones iniciales de parámetros (Finno & Calvello, 2005)

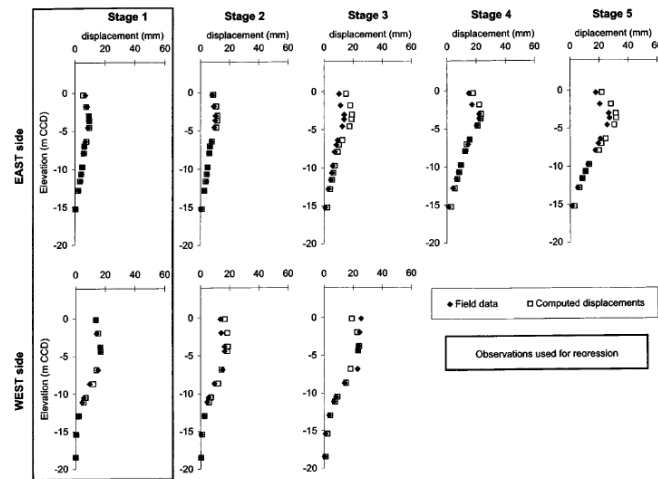


Figura 2-12. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: parámetros optimizados en base a las observaciones de la Etapa 1 (Finno & Calvello, 2005)

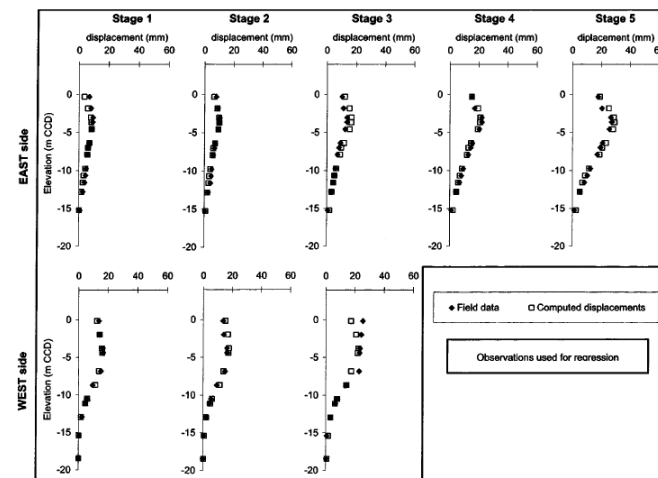


Figura 2-13. Desplazamientos horizontales medidos versus calculados: parámetros optimizados usando todas las observaciones (Finno & Calvello, 2005)

Finno & Rechea (2006) y Rechea et al. (2008) estudiaron el efecto de diferentes tipos de observaciones en un análisis inverso para una excavación con apuntalamiento sintética. La Figura 2-14 muestra la ubicación de las “observaciones de campo” del ejemplo sintético, así como el modelo de elementos finitos. Sus simulaciones se llevaron a cabo con el modelo HS, donde se usaron los parámetros de rigidez E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} porque son los parámetros que más influyen en el comportamiento de una excavación donde los movimientos están limitados descrito por Finno & Calvello (2005). Se utilizaron cuatro tipos de observaciones (desplazamientos horizontales, asentamientos, presiones de poros y fuerzas de puntal) y se analizaron diferentes combinaciones. Finno & Rechea (2006) concluyeron que el efecto de incluir las fuerzas de puntal tanto en los movimientos horizontales como en los asentamientos no mejora la velocidad de convergencia, pero si resulta un aumento sustancial de las sensibilidades compuestas escaladas, lo que sugiere los

beneficios de utilizar estas observaciones juntas en un análisis inverso de una excavación real. Además, Rechea et al. (2008) realizaron un análisis inverso de caso de excavación con apuntalamiento a través de arcillas glaciales de Chicago en el Centro de Investigación de Lurie. El modelo de elementos finitos (FEM) se muestran en las Figura 2-15, respectivamente. Se utilizó el modelo HS para representar el comportamiento del suelo. La Figura 2-16 muestra la vista en planta del sitio de excavación del Centro de Investigación de Lurie e instrumentación. Las mediciones de movimientos horizontales del suelo y las predicciones actualizadas para el Centro de Investigación de Lurie muestran un ajuste razonable a las deflexiones máximas como se observa en la Figura 2-17 (Corral, 2013).

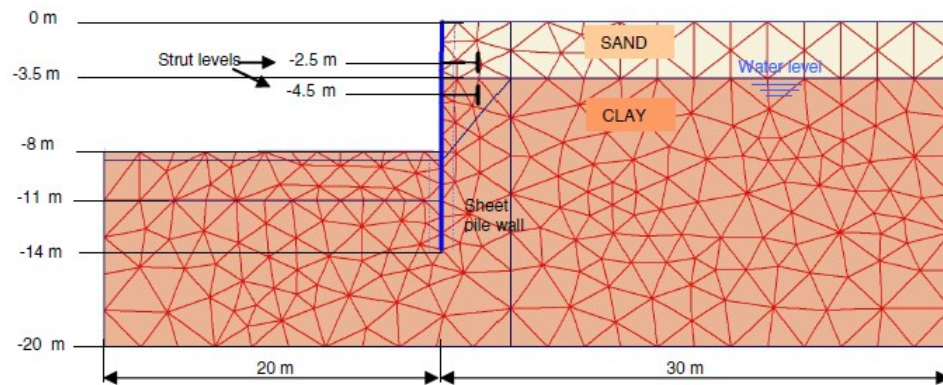


Figura 2-14. FEM en ejemplo de excavación sintética (Finno & Rechea, 2006)

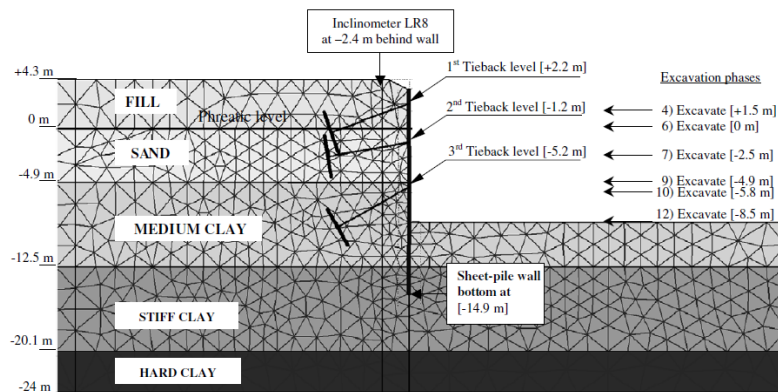


Figura 2-15. FEM para la excavación de Lurie (Rechea et al., 2008)

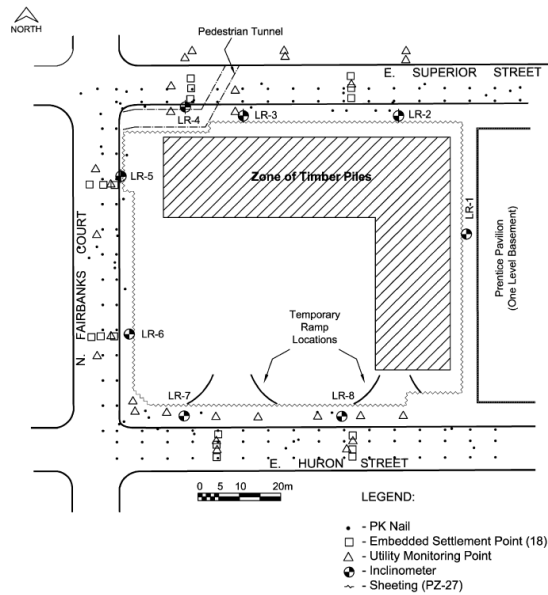


Figura 2-16. Vista en planta del sitio de excavación del Centro de Investigación de Lurie e instrumentación (Rechea et al., 2008)

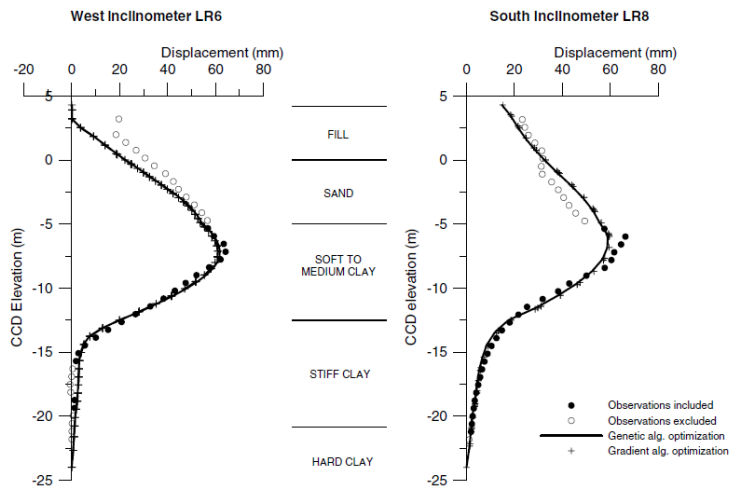


Figura 2-17. Las mediciones de movimientos horizontales del suelo y las predicciones actualizadas para el Centro de Investigación de Lurie (Rechea et al., 2008)

Levasseur et al. (2008) describe un procedimiento de estimación de parámetros del suelo basado en algoritmos genéticos para la identificación de parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (MC) a partir de mediciones geotécnicas in situ, se utiliza una curva de presiómetro y desplazamientos horizontales de una pantalla de pilotes que retiene una excavación. Se utiliza el método del gradiente y algoritmos genéticos como método de optimización. Se concluye que los algoritmos genéticos son universales y evolutivos, permitiendo la convergencia de un conjunto de soluciones, lo que los hace más adecuados para resolver problemas geotécnicos inversos. Sin embargo, el método de gradiente es robusto solo cuando las funciones objetivo son relativamente suaves y/o cuando los valores iniciales de los parámetros están cerca de la solución. Levasseur et

al. (2010) también aplicó algoritmos genéticos al proyecto de excavación del Centro de Investigación de Lurie en Chicago, centrándose en la actualización de parámetros de E_{50}^{ref} para las capas de arcilla. Levasseur et al. (2008) compararon las predicciones de movimientos horizontales y mediciones utilizando tanto el método de gradiente como los algoritmos genéticos para la última etapa de excavación. Sin embargo, en la Figura 2-17 se muestra que algunas observaciones fueron eliminadas en los análisis inversos y que no hay diferencia entre los métodos de optimización utilizados. La dependencia del problema de análisis inverso con respecto a las propiedades del material de las capas de arcilla se evidencia si no se incluyen los asentamientos. Levasseur et al. (2010) también presentaron un análisis inverso estadístico utilizando algoritmos genéticos junto con un análisis de componentes principales (PCA) para el estudio de caso del Centro de Investigación de Lurie. La Figura 2-18 compara los desplazamientos de la pared medidos y calculados, así como los asentamientos superficiales para la última etapa de excavación del Centro de Lurie, y muestra que los asentamientos superficiales se predicen con precisión detrás del inclinómetro LR8, aunque se subestiman los asentamientos medidos detrás del LR6 (Corral, 2013).

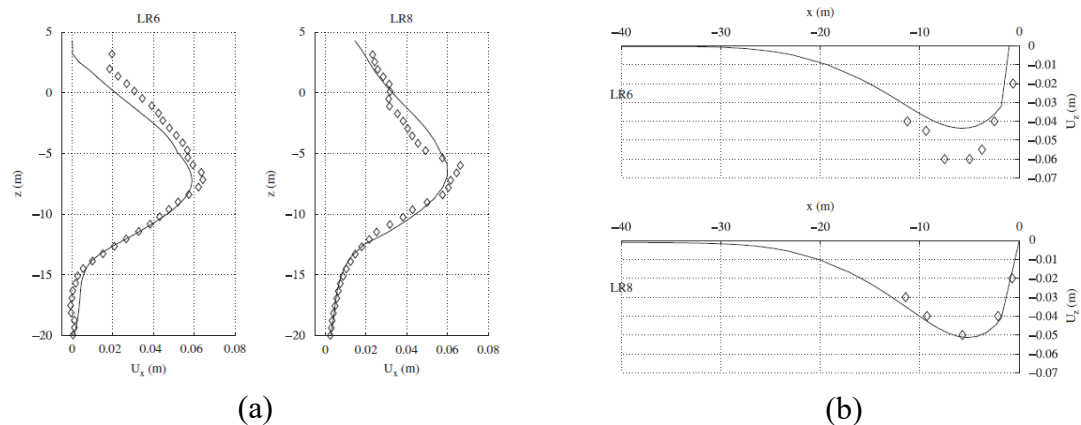


Figura 2-18. Mediciones versus predicciones actualizadas para la última etapa de excavación en Lurie Center (detrás de la pared de láminas): (a) movimientos horizontales del suelo y (b) asentamientos en la superficie (Levasseur et al., 2010)

Baroth & Malecot (2010) presentan el análisis probabilístico en un problema de excavación sintética, mostrado en la Figura 2-19. Se lleva a cabo un análisis inverso para identificar dos parámetros de suelo (G y φ) utilizando el modelo Mohr-Coulomb basado en mediciones in situ. A través del algoritmo genético, se genera un conjunto de parámetros estadísticos, la Figura 2-20 muestra la evolución de los desplazamientos horizontales medios y los límites de los intervalos de confianza del 95% para varias profundidades de pared. Baroth & Malecot (2010) destaca que el FEM estocástico (SFEM) reduce significativamente el número de cálculos mecánicos en comparación con los métodos de Monte Carlo. La metodología presentada es óptima para analizar problemas con pocas variables aleatorias de entrada y cálculos de FEM que consume mucho tiempo.

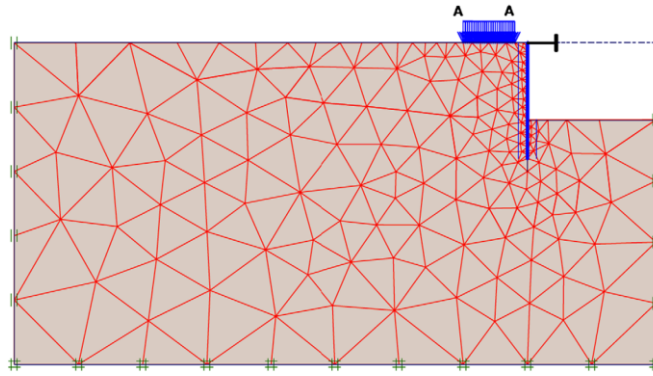


Figura 2-19. FEM de excavación sintética (Baroth & Malecot, 2010)

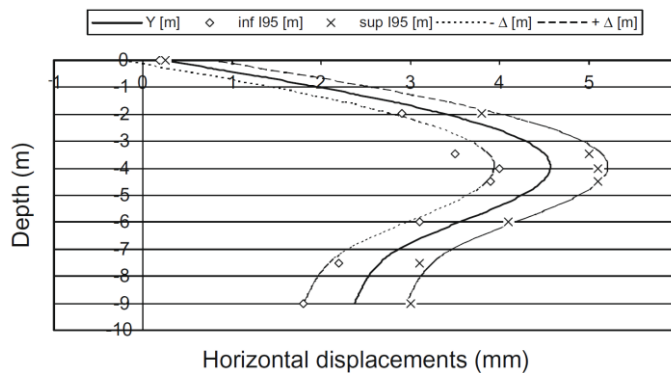


Figura 2-20. Desplazamientos horizontales medios y límites del análisis inverso e intervalos de confianza del 95% de SFEM (Baroth & Malecot, 2010)

Rokonuzzaman & Sakai (2010) muestran que el algoritmo genético puede ser utilizado para calibrar cinco parámetros con una relación constitutiva sofisticada de endurecimiento por deformación/ablandamiento. Se destaca que el AG es una buena opción debido a su capacidad evolutiva en la búsqueda y optimización aleatoria, mostrado en Samarajiva et al. (2005). La función error utilizada es la multiplicación de áreas entre los gráficos de tensión-deformación observados en la Figura 2-21. Rokonuzzaman & Sakai (2010) lleva a cabo un análisis comparativo de diferentes técnicas de AG para determinar la mejor configuración en la determinación del conjunto de parámetros óptimos. Se observa que la solución más rápida se obtiene utilizando un tamaño de población más grande, a pesar de requerir un mayor tiempo de cálculo. Además, se analiza el micro Algoritmo Genético (mGA) como una alternativa debido a los tiempos de cálculo generados por el AG tradicional. Se muestra que el mGA proporciona conjuntos de parámetros más rápidos [Figura 2-22]. Los resultados demuestran que los AG pueden explotar la eficiencia de un modelo de material sofisticado con cinco parámetros, permitiendo predecir las relaciones tensión-deformación, algo que resulta casi imposible de lograr mediante técnicas de calibración tradicional. El rendimiento del GA convencional está influenciado por el tipo de cruzamiento, la mutación, el tamaño de la familia y el elitismo. Sin embargo, debido al tiempo requerido por una gran población. Se opta por utilizar el mGA, el cual demanda menos tiempo de cálculo y tienen una capacidad de búsqueda rápida, para el presente estudio.

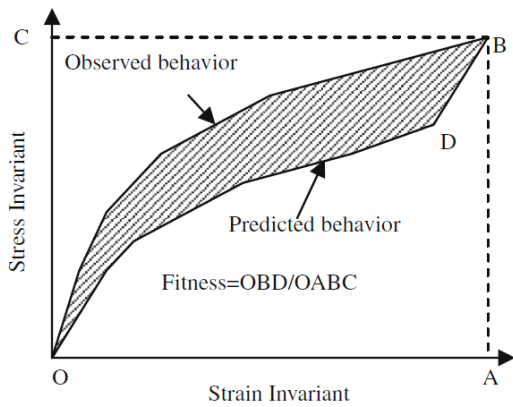


Figura 2-21. Definición de la función de aptitud (Rokonuzzaman & Sakai, 2010)

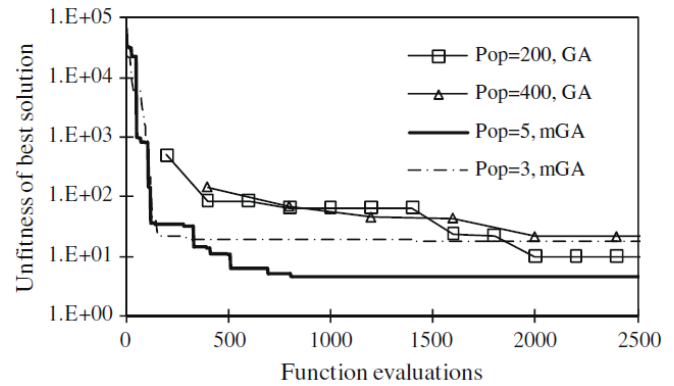


Figura 2-22. Rendimiento del AG en función del número de evaluaciones y tamaño de la población (Rokonuzzaman & Sakai, 2010)

Corral (2013) lleva a cabo el análisis inverso utilizando el enfoque de máxima verosimilitud y algoritmo genético como método de optimización para una excavación en el sur de Boston. El enfoque de máxima verosimilitud implica la evaluación de matrices de covarianza, empleando las propuestas por Ledesma et al. (1996) según el tipo de instrumento utilizado para el monitoreo de la estructura. La Figura 2-23 muestra el FEM (modelados a través del modelo Mohr-Coulomb) y los 5 instrumentos utilizados en el análisis inverso para la actualización de parámetros (medidores de asentamiento superficial, piezómetros, sensores de movimiento, Strain Gauge e inclinómetro). Este estudio divide el modelo en 6 niveles de excavación y, a través de un análisis de sensibilidad detallado posteriormente en la sección 3.3, se determina que se deben actualizar 4, 5 y 6 parámetros en los niveles de excavación 4, 5 y 6 respectivamente, como se muestra en la Figura 2-24. El estudio integra tres componentes principales: (1) análisis de sensibilidad, (2) estructuras de error de las mediciones de campo (enfoque de máxima verosimilitud), y (3) métodos de optimización (algoritmos genéticos). Esta metodología demuestra una mejora general en la predicción de los niveles de excavación 4, 5 y 6, se presenta la relación de mejora en cada uno de los instrumentos en la Figura 2-25.

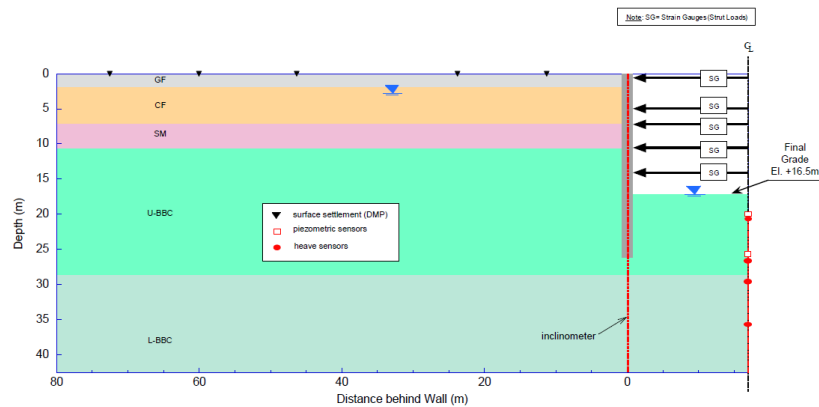


Figura 2-23. FEM de la excavación en el sur de Boston e instrumentación utilizada para la actualización de parámetros (Corral, 2013)

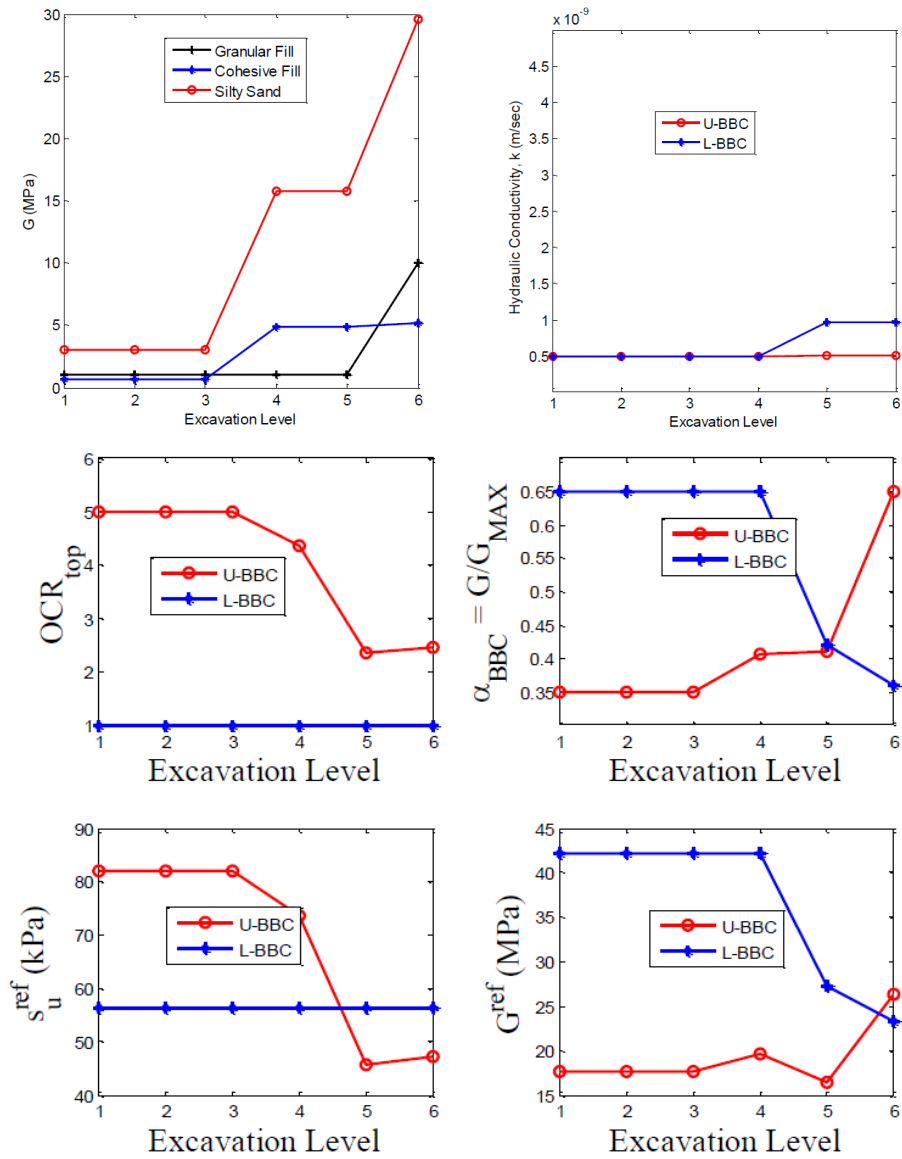


Figura 2-24. Parámetros actualizados según nivel de excavación del FEM (Corral, 2013)

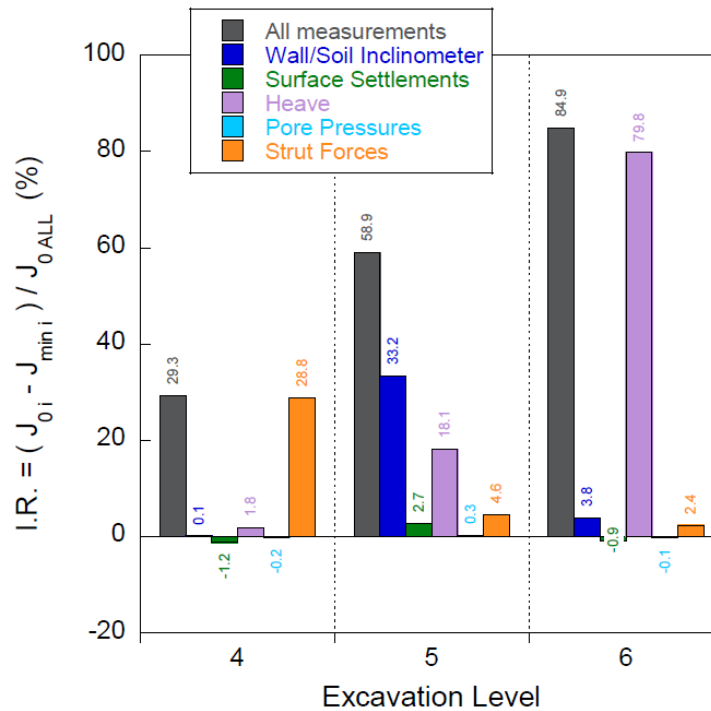


Figura 2-25. Proporciones de mejora incremental de la actualización de las predicciones para los niveles de excavación 4, 5 y 6 (Corral, 2013)

Lin et al. (2015) destaca que uno de los métodos más comunes utilizados en la función objetivo es el de mínimos cuadrados. Sin embargo, este método presenta limitaciones principales, teniendo la necesidad de alinear los conjuntos de datos simulados y medidos, lo cual implica la manipulación de los datos (interpolación) y puede generar errores. Para abordar estas limitaciones, Lin et al. (2015) propone una nueva función objetivo llamada RIFT (Técnica Robusta y Libre de Interpolación), que evita la manipulación de los datos y los posibles errores asociados. Los resultados demuestran que RIFT es una función objetivo más precisa que el método de mínimos cuadrados, como se puede observar en la Figura 2-26, donde el valor de $1 - R^2$ obtenido para RIFT siempre es igual o menor que el método de mínimos cuadrados (LS). Se investigó el desempeño de RIFT en dos aplicaciones geotécnicas sintéticas, incluyendo pruebas de laboratorio y una excavación con arriostramiento, utilizando un enfoque de optimización multiobjetivo con el algoritmo de enjambre de partículas (MO-PSO). En el estudio de las pruebas de laboratorio se utilizó el modelo Cam Clay (MCC) y se analizaron dos casos: (1) 4 variables λ, κ, M y ν , y (2) 5 parámetros como variables, en el cual se incluye la variabilidad de OCR , obteniendo resultados satisfactorios con desviaciones estándar en todos los parámetros menores al 5%, los ajustes a las pruebas de laboratorio (ensayo triaxial consolidado no drenado y ensayo de consolidación con edómetro) se pueden observar en la Figura 2-27. En el análisis de la excavación, se utilizaron siete etapas constructivas y se emplearon dos modelos constitutivos Mohr-Coulomb (con parámetros fijos) para las capas de arena y MCC para todos los estratos de arcilla. Se utilizó para la función objetivo la deflexión de la pared y el asentamiento, obteniendo una desviación estándar del 4%

para tres de los cuatro parámetros analizados. Sin embargo, se observó una discrepancia en el parámetro λ , con una desviación estándar del 19%, debido a que este parámetro tiene poca influencia en el comportamiento del muro, el análisis inverso logra generar un correcto ajuste a las medidas sintéticas, observado en la Figura 2-28. Lin et al. (2015) concluye que el uso de la función objetivo RIFT proporciona ventajas y un rendimiento superior en comparación con el método de mínimos cuadrados comúnmente utilizado.

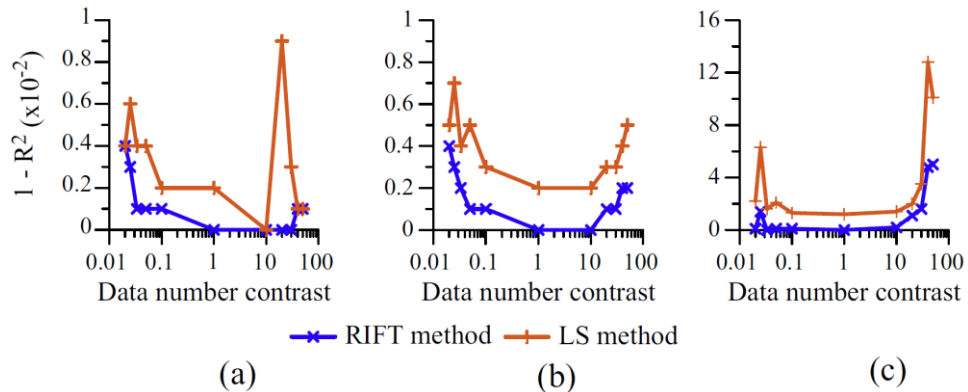


Figura 2-26. Desviación R^2 usando el método RIFT y el de mínimo cuadrado en tres funciones distintas. (Lin et al., 2015)

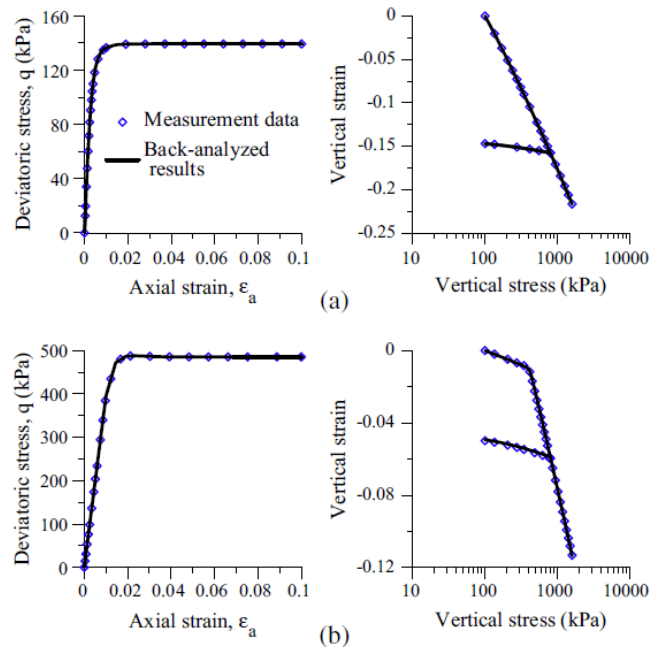


Figura 2-27. Comparación entre medidas sintéticas y resultados del análisis inverso para pruebas de laboratorio: (a) escenario 1, y (b) escenario 2. (Lin et al., 2015)

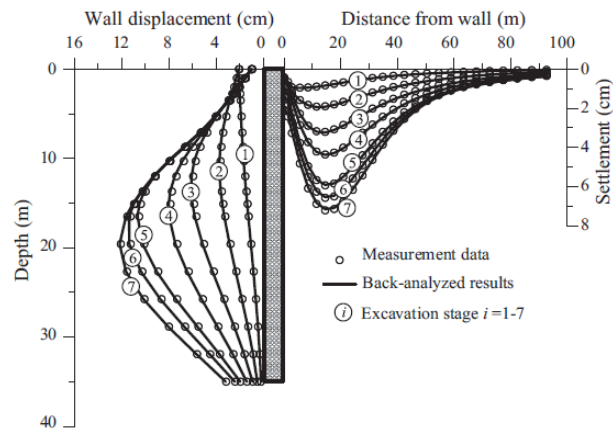


Figura 2-28. Comparación entre medidas sintéticas y resultados del análisis inverso para excavación. (Lin et al., 2015)

Zheng et al. (2018) emplea un enfoque Bayesiano que evalúa ensayos de laboratorio, campo y monitoreo para generar predicciones precisas en el proceso de construcción y consolidación de un terraplén instrumentado en suelo blando ubicado en Ballina, Nueva Gales del Sur (NSW), Australia con el modelo Cam-Clay. Se destaca que los terraplenes construidos en NSW sobre suelo blando han experimentado asentamientos más significativos de lo estimado a través de ensayos de campo y laboratorio, lo cual resulta en costos adicionales durante la construcción y mantenimiento. Se resalta la importancia del monitoreo en campo para predecir las respuestas futuras de los terraplenes. En este sentido, se utiliza el monitoreo a través de imanes Spider y Datum para medir los asentamientos, y se emplean piezómetros de cuerda vibrante y celdas de presión de empuje para medir las presiones de poros. El modelo se divide en 9 capas de suelo, y cada capa cuenta con 4 parámetros variables: permeabilidad de la zona no perturbada (k), relación de vacío inicial (e_0), pendiente de la línea normalmente consolidada (λ) y pendiente de la línea descarga-recarga (κ) [Figura 2-29]. Además, la Figura 2-30 muestra las predicciones obtenidas en cuatro puntos de asentamientos y presiones de poros en tres profundidades diferentes, mostrando que las predicciones con los valores obtenidos de los ensayos no logran ajustarse a lo observado en campo. Se puede predecir de manera precisa los asentamientos superficiales al tener un monitoreo constante de cuatro meses y un correcto ajuste de las presiones de poros basado en un monitoreo de aproximadamente 10 meses. Sin embargo, al actualizar los parámetros de forma conjunta utilizando datos desde el inicio hasta los 496 días, se observa una desviación en las predicciones en comparación con los datos monitoreados observado en la Figura 2-31. Zheng et al. (2018) señala que la predicción conjunta es menos efectiva en comparación con los análisis individuales, y el esquema de actualización que utiliza dos tipos de observaciones genera la mayor variación en las predicciones posteriores.

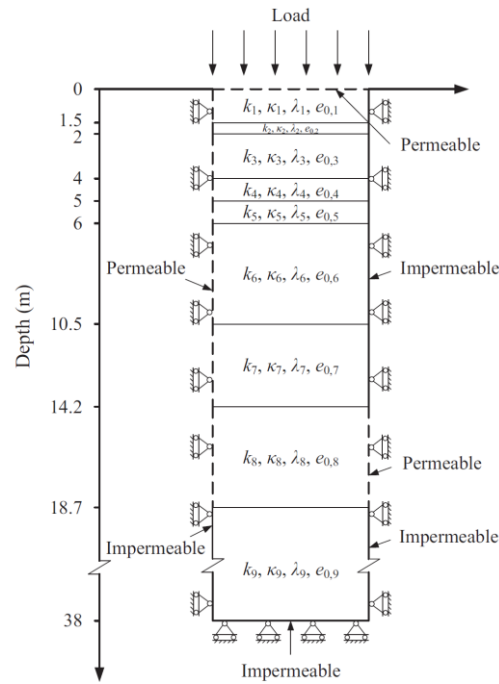


Figura 2-29. Perfil de suelo, condiciones de borde y parámetros variables en capas de suelo (Zheng et al., 2018)

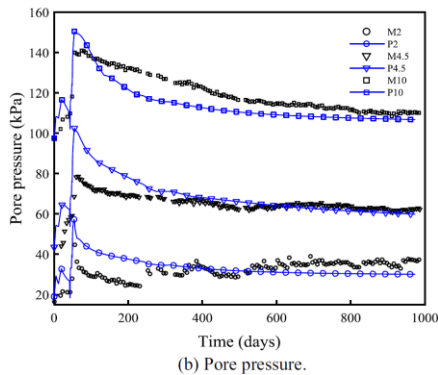
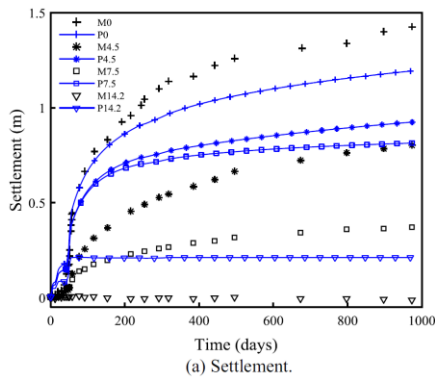


Figura 2-30. Predicción previa a la Actualización Bayesiana de (a) asentamientos y (b) presión de poros (Zheng et al., 2018)

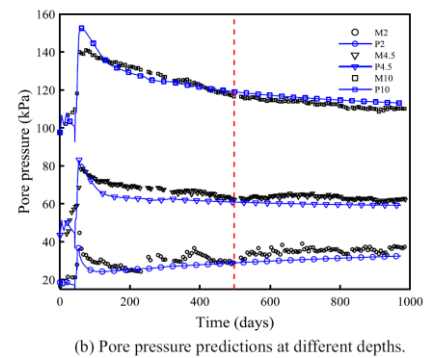
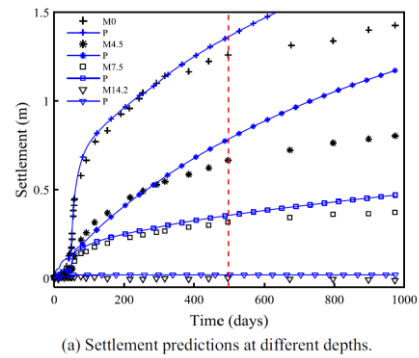


Figura 2-31. Predicción de (a) asentamientos y (b) presiones de poros a múltiples profundidades usando asentamientos monitoreados y presiones de poros de 0 a 496 días. (Zheng et al., 2018)

Ze-Zhou et al. (2018) establece la metodología de falsificación del modelo de dominio de error (EDMF) para la identificación de dos parámetros (E' ; E'_{inc}) del modelo Mohr-Coulomb en una excavación arriostrada sintética. Las Figura 2-32 y Figura 2-33 muestran la configuración de la excavación y el arriostramiento, el FEM evalúa cinco fases constructivas. En este estudio se consideran los efectos tridimensionales que pueden surgir durante una excavación y se utiliza un modelo 3D para capturar su influencia. Los perfiles de deflexión de pared sintéticos se generan mediante un análisis tridimensional en Plaxis 3D y, para tener en cuenta los errores de medición, se introduce perturbación en los datos. Estos perfiles sintéticos se utilizan como datos de referencia para comparar con los perfiles pronosticados obtenidos mediante la identificación de parámetros en el análisis 2D. La Figura 2-34 muestra los modelos candidatos después de cada ronda de identificación, demostrando que la metodología permite generar múltiples conjuntos de parámetros admisibles. Los valores reales de los parámetros también se indican en la figura, y se observa que se logra una falsificación progresiva con la inclusión de datos de medición adicionales después de cada fase de excavación. Además, se puede observar que todas las predicciones son consistentes con las mediciones, ya que estas se encuentran dentro de los límites definidos. La Figura 2-35 muestra las deflexiones de pared pronosticadas para las fases 1 y 5 después de la primera y quinta ronda de falsificación, mostrando un rango de predicción más estrecho con cada iteración del proceso de falsificación.

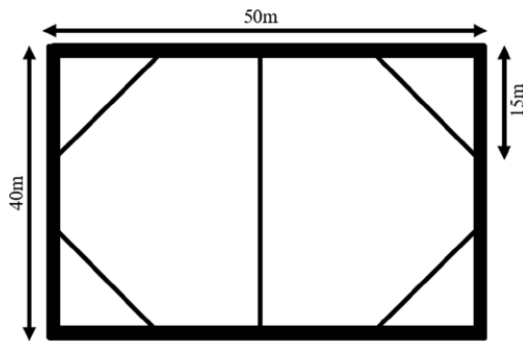


Figura 2-32. Plano de excavación y configuración de arriostramiento (Ze-Zhou et al., 2018)

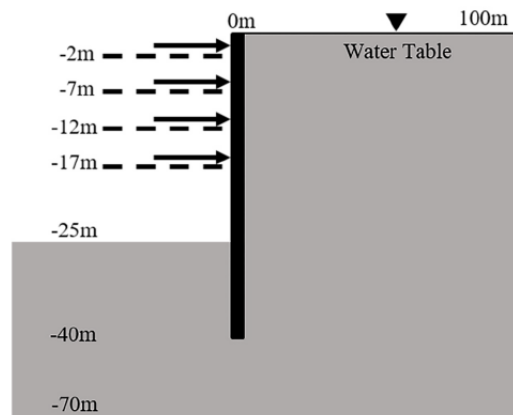


Figura 2-33. Secuencia de excavación y configuración de arriostramiento (Ze-Zhou et al., 2018)

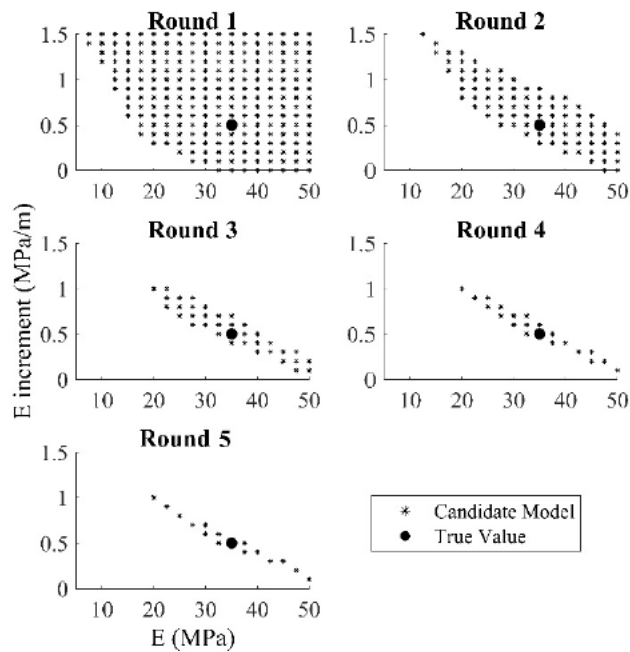


Figura 2-34. Modelos candidatos después de cada ronda de identificación (Ze-Zhou et al., 2018)

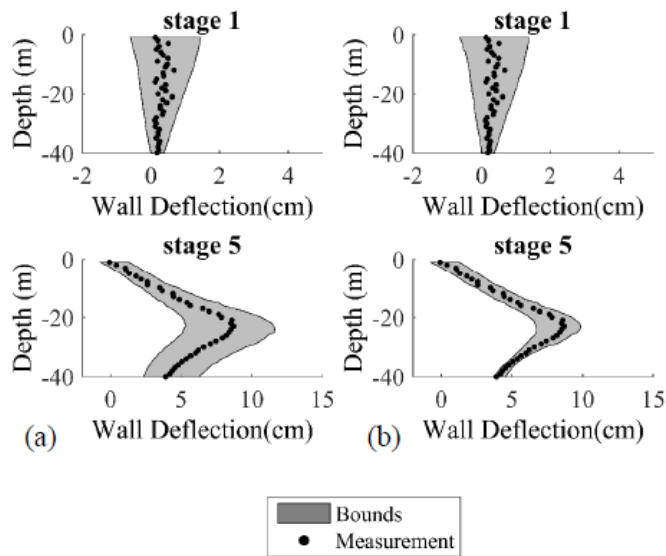


Figura 2-35. Desviación media de la pared pronosticada por EDMF en las 5 etapas después de (a) 1ra ronda de identificación (b) 5ta ronda de identificación (Ze-Zhou et al., 2018)

En el estudio realizado por Grosel (2021), se presenta un método de calibración para un depósito de relaves sintético, como se muestra en la Figura 2-36. El modelo utilizado fue el modelo Mohr-Coulomb, y se llevó a cabo el ajuste de 25 parámetros correspondientes a 5 tipos de suelos (5 parámetros por suelo). El proceso de calibración se basó en la monitorización de 10 sensores, incluyendo piezómetros identificados con la letra "P" y medidores de desplazamientos verticales y horizontales identificados con la letra "U" en la Figura 2-37. Además de la calibración, se consideró la predicción del comportamiento futuro del modelo para evaluar la efectividad del algoritmo

genético como complemento al enfoque observacional descrito por Peck (1969). Grosel (2021) señala que este tipo de método de optimización no siempre es ideal, ya que puede no encontrar siempre el óptimo y puede conducir a diferentes soluciones. En este estudio, se realizaron 5 optimizaciones distintas bajo las mismas condiciones iniciales, y se observó que 3 materiales presentaron una buena aproximación a los materiales ideales, debido a la influencia que estos presentan al modelo: 2B (que representa el 80% del modelo), 3C (la capa más débil donde se forma la zona de falla) y 5E (el material más rígido). La Figura 2-38 muestra que, independientemente de la población inicial, el algoritmo genético logró reducir el error, aunque el grado de mejora dependió en gran medida de la proximidad de los individuos iniciales al valor óptimo. Se destaca que la mejor predicción se obtuvo con la optimización que tuvo el menor error, por lo que se recomienda realizar múltiples procesos de calibración y seleccionar el ajuste más adecuado. Sin embargo, se resalta que las variaciones en los errores pueden depender de la reducción del tiempo de optimización (número de generaciones) y se pueden mejorar los resultados del problema inverso mediante técnicas de regularización.

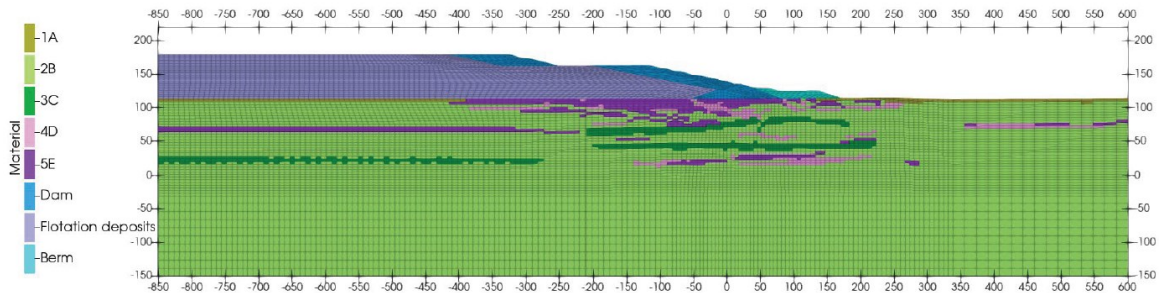


Figura 2-36. Geometría y mallado del modelo numérico (Grosel, 2021)

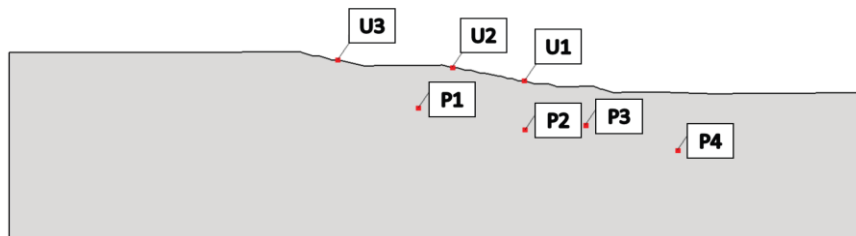


Figura 2-37. Ubicación de los sensores en el modelo numérico de un depósito de relaves (Grosel, 2021)

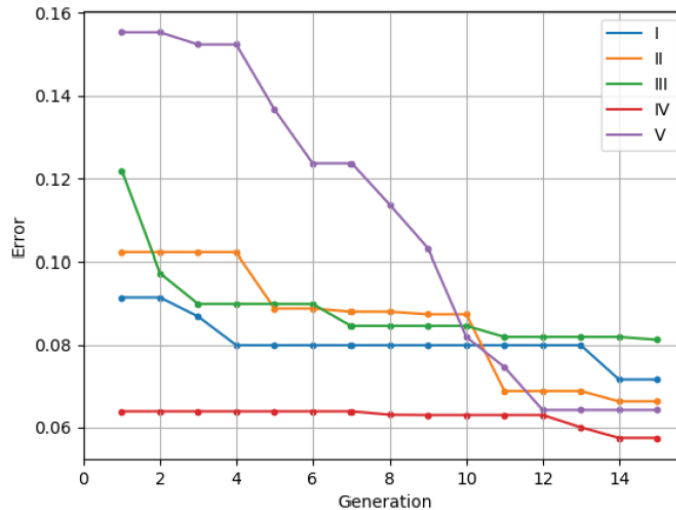


Figura 2-38. Comparación de los mejores individuos en cada generación en 5 poblaciones iniciales diferentes (Grosel, 2021)

Es relevante destacar que en la mayoría de las investigaciones que emplean análisis numérico en la ingeniería geotécnica, se utiliza el enfoque de mínimos cuadrados o mínimos cuadrados ponderados para estimar los errores. Sin embargo, este enfoque no considera la covarianza de las mediciones y no tiene en cuenta el efecto de acoplamiento de los residuos, observado en los inclinómetros. Además, los métodos de optimización más comunes no son evolutivos y dependen de los valores iniciales asumidos para el análisis inverso. Por otro lado, los métodos evolutivos, como el algoritmo genético, se emplean en problemas de optimización sintética (sin una verificación en casos reales) o se combinan con funciones de error basadas en el mínimo cuadrado.

En general, se observa que los autores no incluyen un análisis de sensibilidad para identificar los parámetros más relevantes a utilizarse en el análisis inverso. Esto puede llevar a posibles errores en la selección de los parámetros a optimizar, basándose únicamente en el juicio del ingeniero y en el conocimiento del comportamiento del suelo.

En las investigaciones analizadas, se encuentran procedimientos efectivos en la mayoría de los casos, aunque no se presenta una relación clara de mejora en comparación con las predicciones iniciales. Además, no se realizan predicciones futuras sobre el comportamiento del suelo ni se comparan con las mediciones posteriores, lo que limita la capacidad de evaluar la precisión de los resultados obtenidos.

En la práctica, los parámetros de los modelos de elementos finitos (FEM) varían según el juicio de los ingenieros, e incluso de manera aleatoria, sin una metodología racional, con el objetivo de lograr una mejor concordancia entre las predicciones y las mediciones de campo. Sin embargo, esta falta de rigor puede resultar en errores gravísimos y posibles desastres, como ocurrió en el caso del colapso de la Nicoll Highway en 2004 (Corral, 2013).

Por lo que, la metodología propuesta por Corral (2013) para la actualización de parámetros resulta razonable y se explica detalladamente en la sección 3. Esta metodología incluye un análisis de sensibilidad racional para determinar los parámetros relevantes a ser actualizados, utiliza la máxima verosimilitud como estructura de error, lo que permite el acoplamiento de los residuos mediante la matriz de covarianza con las mediciones de campo. Además, emplea el algoritmo genético como método de optimización, el cual es un enfoque evolutivo que no depende de los valores iniciales asumidos durante el análisis inverso. Esta metodología ha sido probada en una obra geotécnica real, demostrando una mejora analítica en las predicciones actualizadas.

3. METODOLOGÍA DE ACTUALIZACIÓN PROPUESTA POR CORRAL (2013)

La metodología de actualización consta de una serie de pasos y/o procesos iterativos, cuyo diagrama de flujo se muestra en la Figura 3-1.

1. Investigación de sitio: Se recopila toda la información necesaria en el lugar de estudio, incluyendo datos in-situ que permitan definir el perfil estratigráfico y las características de las aguas subterráneas, así como ensayos de campo y laboratorio para seleccionar los parámetros y modelos constitutivos apropiado.
2. Modelo de Elemento Finito (FEM): Se elabora un modelo basado en los datos obtenidos durante la investigación de sitio, junto con la secuencia constructiva propuesta. Estos modelos suelen limitarse a secciones transversales centrales u otras aproximaciones en dos dimensiones (2D).
3. Predicción: Se realiza una predicción inicial utilizando el FEM con la data recopilada durante la investigación de sitio.
4. Retroalimentación del registro de construcción: A medida que avanza el proyecto, se recopila nueva información sobre las condiciones reales de construcción y se comparan con las condiciones de diseño inicial. Esta retroalimentación es muy importante, ya que permite reducir la incertidumbre en los modelos, y puede ser usada de forma continua durante todo el proyecto.
5. Mediciones: El monitoreo de campo debe estar durante las primeras etapas de construcción. Se utilizan diversas técnicas estadísticas para identificar valores atípicos que puedan deberse a dispositivos con mal funcionamiento o mal calibrados. Estos valores atípicos deben ser eliminados al realizar comparaciones entre las predicciones y las mediciones.
6. Cálculo del residual cuadrado y varianzas: Se calcula la relación entre las predicciones y las mediciones mediante dos valores escalares: el residual cuadrado estructurado (SSR) y la varianza global estructurada (SGV) para las mediciones de campo [sección 3.2]
7. Análisis de sensibilidad: Los valores de SSR y SGV se utilizan como filtros en la metodología. Si se exceden los umbrales preestablecidos, se lleva a cabo un análisis de sensibilidad (SA) para identificar los parámetros de entrada individual que afectan a las predicciones. El análisis de sensibilidad permite definir un conjunto de parámetros esenciales de mejora (EIP) que deben actualizarse a través del análisis inverso (IA). Si no se identifican EIP en el SA, no existe la necesidad de actualizar el modelo y se puede utilizar el mismo para predecir las condiciones en el siguiente paso [sección 3.3].
8. Análisis Inverso: Se realiza utilizando las mediciones disponibles y los EIP identificados en el SA. Este análisis se basa en el enfoque de máxima verosimilitud y se resuelve mediante un algoritmo genético. El análisis inverso (IA) genera un conjunto de parámetros actualizados que se utilizan para calcular las predicciones actualizadas. Estas predicciones deben validarse con la historia previa del proyecto, en términos del SSR [sección 3.4].

En resumen, la metodología propuesta por Corral (2013) combina la información obtenida en la investigación de sitio, el FEM, el monitoreo de campo y el IA para actualizar y mejorar las predicciones en la ingeniería geotécnica.

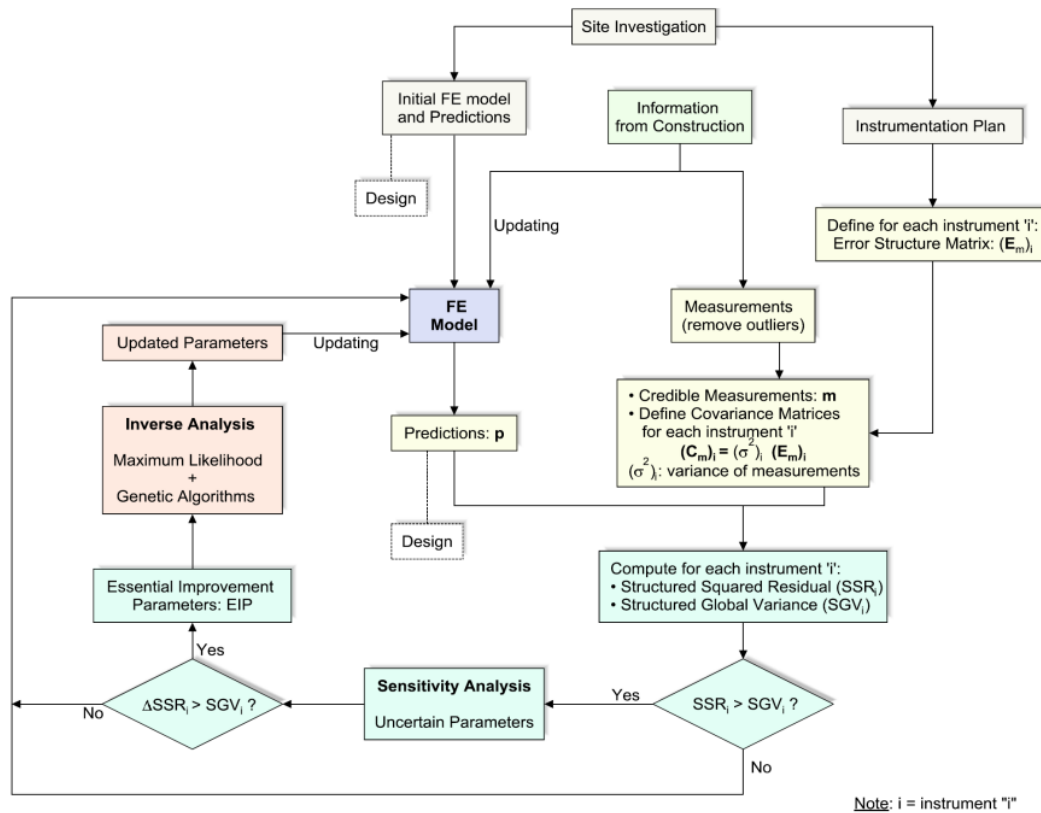


Figura 3-1. Metodología de actualización de parámetros (Corral, 2013)

3.1. Matriz de Covarianza y Estructura de Error de la Instrumentación

Las mediciones de campo requieren la estimación de matrices de covarianza y error. En la sección 2.2.1.1 se muestra la función objetivo para estimar los parámetros mediante un enfoque de máxima verosimilitud. Para ello, es necesario calcular la matriz de covarianza de cada instrumento utilizado en el proyecto.

El enfoque de máxima verosimilitud se explicó a través de la ecuación (2-11) como:

$$J = \sum_j^t \mathbf{r}_j^T \cdot (\mathbf{C}_{m_j})^{-1} \cdot \mathbf{r}_j$$

Donde J representa la máxima verosimilitud de la función objetivo, \mathbf{C}_{m_j} es la matriz de covarianza de cada instrumento j y \mathbf{r}_j es el vector residual de cada instrumento j .

La matriz de covarianza está representada por la ecuación (2-12) como:

$$C_{m_j} = \sigma_j^2 \cdot E_{m_j}$$

Donde, σ_j^2 es un factor escalar el cual representa la varianza global del instrumento j y E_{m_j} corresponde a la estructura de error de cada instrumento j que depende del dispositivo propio.

En el trabajo de Corral (2013) y Ledesma et al. (1996) se proponen distintas matrices de covarianza y estructuras de error según el instrumento utilizado, como prismas, piezómetros, micrómetros deslizantes y medidores de altura, e inclinómetros. Sin embargo, en esta tesis, se consideran únicamente instrumentos puntuales, como prismas y piezómetros. Por lo tanto, solo se tomarán en cuenta las matrices correspondientes a dichos instrumentos.

3.1.1. Instrumentos Puntuales

Los instrumentos puntuales miden un parámetro físico en un solo punto y son independientes de otras mediciones, los errores de estas mediciones se atribuyen únicamente a errores aleatorios. En este contexto, la matriz de covarianza adopta su forma más simple:

$$C_{m_j} = \sigma_j^2 \quad (3-1)$$

$$\sigma_j^2 = \frac{1}{N_j} \cdot \sum_j^t (x_i - \bar{x})_j^2 \quad (3-2)$$

Donde σ_j^2 es la varianza poblacional del instrumento j en una etapa de construcción específica (la población corresponde al número de medidas que posee un único instrumento), N_j es el número de medidas del instrumento j , x_i es cada una de las medidas individuales, y \bar{x} es el promedio aritmético de las N_j medidas.

La ecuación (3-2) representa la diagonal de la matriz de covarianza, donde cada elemento de la diagonal corresponde a la varianza del instrumento puntual en un intervalo de tiempo o etapa de construcción específica. Según Corral (2013), el intervalo de tiempo o etapa de construcción desempeña un papel clave para el cálculo de la varianza, debido a dos razones:

1. Las predicciones numéricas involucran una discretización temporal en un proceso continuo, por lo que es necesario integrar un intervalo de tiempo realista para reflejar de manera precisa las mediciones.
2. El número de datos medidos en el intervalo de tiempo debe ser suficiente para obtener una estimación válida con varianzas realistas. En caso contrario, la medición no debe incluirse durante el proceso de actualización.

Es importante recordar que el enfoque de máxima verosimilitud utilizado para la instrumentación puntual es el mismo enfoque de mínimos cuadrados ponderados, como se muestra en las ecuaciones (2-6) o (2-7). Para las mediciones puntuales del proyecto, las matrices de covarianza y la estructura de error para cada instrumento se pueden reescribir como:

$$\mathbf{C}_m = \begin{bmatrix} \sigma_1^2 & 0 & 0 & & 0 \\ 0 & \sigma_2^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3^2 & & 0 \\ & \vdots & & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \sigma_j^2 \end{bmatrix} \quad (3-3)$$

$$\mathbf{E}_m = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & & 0 \\ & \vdots & & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{I} \quad (3-4)$$

Donde \mathbf{C}_m es la matriz de covarianza para de cada punto medido σ_j^2 y \mathbf{E}_m es la matriz de error estructurado para cada punto medido j (matriz de identidad \mathbf{I}).

3.2. Residual Cuadrado Estructurado y Varianza Global Estructurada

Este paso se encarga de calcular los filtros necesarios para llevar a cabo el análisis de sensibilidad. Estos filtros son definidos por Corral (2013) como el Residual Cuadrado Estructurado (SSR) y la Varianza Global Estructurada (SGV), los cuales son parámetros que dependen del residual [ecuación (2-4)], y la varianza de las mediciones de campo [ecuación (3-2)].

Dado que no se considera una estructura de error a las mediciones puntuales, el SSR se define como el residuo cuadrático de cada instrumento. De forma similar, la SGV corresponde simplemente a la varianza de las mediciones de cada instrumento. Siendo así:

$$SSR_i = \mathbf{r}_i^T \cdot \mathbf{r}_i \quad (3-5)$$

Donde SSR_i es el Residual Cuadrado Estructurado para el instrumento i , y \mathbf{r}_i es el vector residual correspondiente al instrumento i .

$$SGV_i = \boldsymbol{\sigma}_i^T \cdot \boldsymbol{\sigma}_i \quad (3-6)$$

Donde SGV_i representa la Varianza Global Estructurada para el instrumento i , y $\boldsymbol{\sigma}_i$ es el vector de desviación estándar de cada instrumento i .

En general, la expresión debe ser modificada para incluir la matriz de error estructurado, por lo tanto, se modifican las ecuaciones de la siguiente manera:

$$SSR_i = \mathbf{r}_i^T \cdot \mathbf{E}_{m_i}^{-1} \cdot \mathbf{r}_i \quad (3-7)$$

$$SGV_i = \boldsymbol{\sigma}_i^T \cdot \mathbf{E}_{m_i}^{-1} \cdot \boldsymbol{\sigma}_i \quad (3-8)$$

Donde \mathbf{E}_{m_i} es la matriz de error estructurado, que para el caso de estudio de instrumentos puntuales es la matriz de identidad [ecuación (3-4)].

Estas ecuaciones (3-7) y (3-8) permiten calcular los dos valores escalares filtros necesarios mediante el análisis de sensibilidad, con el fin de determinar los parámetros que requieren ser considerados en dicho análisis.

3.3. Análisis de Sensibilidad

Los valores de SSR_i y SGV_i para cada instrumento i se utilizan para llevar a cabo el análisis de sensibilidad, el cual tiene tres objetivos principales según Corral (2013): (i) identificar los parámetros más relevantes del modelo necesarios en el proceso de optimización, (ii) identificar los instrumentos o tipos de medidas que proporcionan más información para el problema inverso, y (iii) cuantificar cuanto se puede reducir el SSR al variar un solo parámetro.

El análisis de sensibilidad consiste en la variación de un único parámetro de entrada dentro de un espacio de búsqueda, calculando el SSR para cada valor y estudiando la relación del SSR con cada parámetro del modelo.

Los análisis de sensibilidad se realizan para los parámetros de entrada donde el $SSR_i^{inicial}$ es mayor que la SGV_i :

$$SSR_i^{inicial} > SGV_i \quad (3-9)$$

Donde $SSR_i^{inicial}$ representa el residual cuadrado estructurado usando los parámetros originales del modelo (parámetros iniciales).

La Figura 3-2 muestra un ejemplo en el cual se define los residuos esenciales (a) y los residuos no esenciales (b), simplificados para la medición de un solo punto. Se considera que un residuo esencial es aquel cuyo valor absoluto es mayor que la desviación estándar, mientras que un residuo no esencial no supera dicho valor.

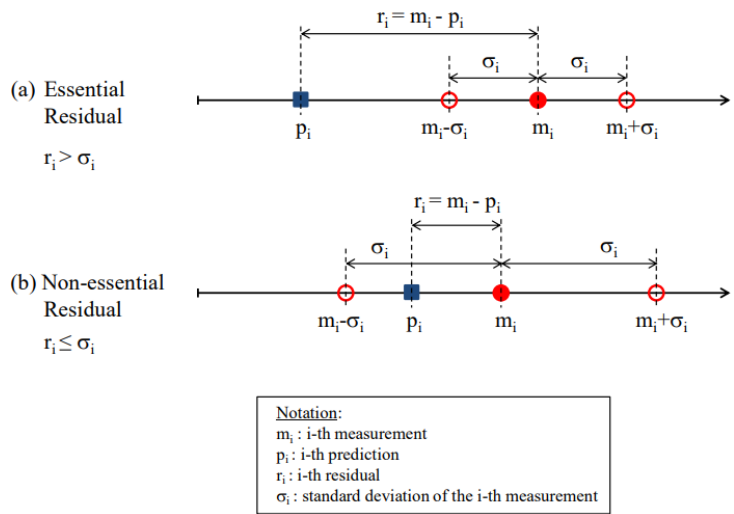


Figura 3-2. Ejemplo de (a) residuos esenciales o (b) no esenciales para un punto de medición (Corral, 2013)

Además, se utiliza otro filtro para determinar si el SSR varía en el espacio de búsqueda. Se define ΔSSR_i como la máxima reducción de SSR_i en relación con el valor inicial ($SSR_i^{inicial}$) para un solo parámetro del modelo, como se muestra en la ecuación (3-10):

$$\Delta SSR_i = SSR_i^{inicial} - SSR_i^{min} \quad (3-10)$$

En base a esta ecuación, se presentan dos ejemplos ilustrativos en la Figura 3-3 y la Figura 3-4, donde se observa la variación de un parámetro hipotético (p_k) y se muestran los casos para parámetros de mejora esencial (Figura 3-3) y no esencial (Figura 3-4), respectivamente.

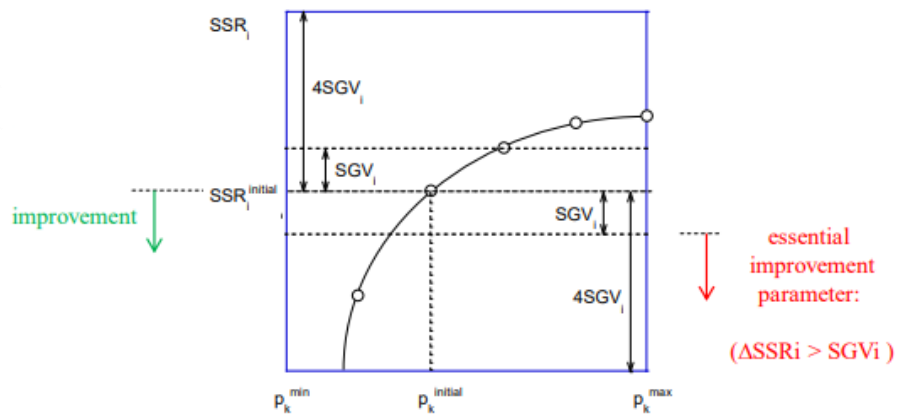


Figura 3-3. Análisis de sensibilidad para un parámetro de mejora esencial (Corral, 2013)

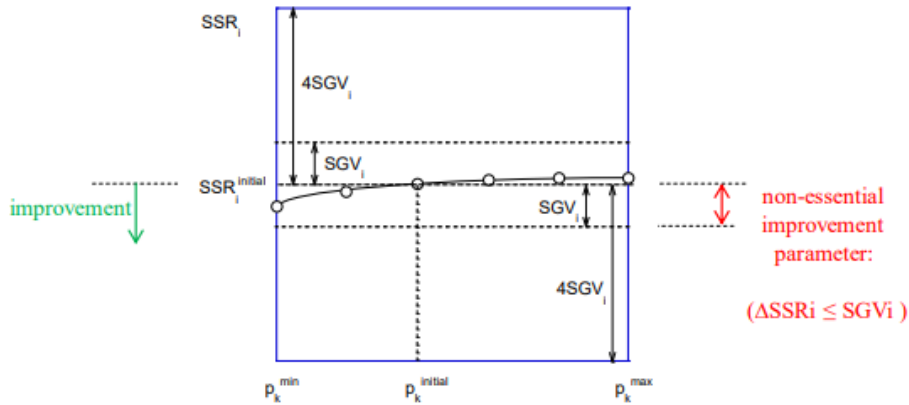


Figura 3-4. Análisis de sensibilidad para un parámetro de mejora no esencial (Corral, 2013)

La ecuación (3-10) permite medir la sensibilidad de los parámetros en función del SSR de cada instrumento. Si $\Delta SSR_i > SGV_i$, se denomina “parámetro de mejora esencial” (EIP) para un tipo de medición específica, lo cual indica que dicho parámetro debe ser considerado en el proceso de optimización en el análisis inverso.

3.4. Análisis Inverso

Utiliza el enfoque de máxima verosimilitud como criterio de identificación y emplea el algoritmo genético como método de optimización.

Una vez definida la matriz de covarianza e identificarse los EIP (incluyendo los espacios de búsqueda), la expresión del enfoque de máxima verosimilitud se formula de la siguiente manera [haciendo referencia a la ecuación (2-10)]:

$$\min\{J\} = \min\{(\mathbf{m} - \mathbf{p})^T \cdot (\mathbf{C}_m)^{-1} \cdot (\mathbf{m} - \mathbf{p})\} \quad (3-11)$$

Se debe recordar que \mathbf{C}_m representa la matriz de covarianza de todas las mediciones, \mathbf{m} es el vector que contiene todas las medidas y \mathbf{p} es el vector de todas las predicciones.

Es importante resaltar que el análisis de máxima verosimilitud considera todas las medidas, independiente de los análisis de sensibilidad. Esto quiere decir que, a pesar de que el análisis de sensibilidad nos indica los elementos de mejora, el problema de minimización (optimización) considera todos los instrumentos. En la ecuación (3-11), se deben incluir los espacios de búsqueda para cada uno de los parámetros:

$$\min\{J\} = \min\{\mathbf{r}^T \cdot (\mathbf{C}_m)^{-1} \cdot \mathbf{r}\} \quad (3-12)$$

$$\Theta_{LI} \leq \Theta \leq \Theta_{LS}$$

Donde, Θ representa los parámetros esenciales a optimizar, Θ_{LI} es el límite inferior de cada

uno de los parámetros y Θ_{LS} es el límite superior de cada uno de estos.

La ecuación (3-12) corresponde a la función objetivo que se debe optimizar mediante el uso de algoritmo genético. La configuración adecuada del AG desempeña un papel crucial en la búsqueda de una buena aproximación a los mínimos globales.

Finalmente, para cuantificar la mejora obtenida después del análisis inverso se utiliza una relación de mejora incremental en relación con el valor inicial de J [ecuación (3-11)]:

$$I.R._{Total} = \frac{J_{Total}^{ini} - J_{Total}^{min}}{J_{Total}^{ini}} \quad (3-13)$$

Donde, $I.R._{Total}$ representa la relación de mejora total, J_{Total}^{ini} es el valor inicial de la función objetivo total y J_{Total}^{min} es el valor mínimo de la función objetivo total después del análisis inverso.

Sin embargo, esta expresión también se puede desglosar para determinar la contribución de cada instrumento en la relación mejora total:

$$I.R._i = \frac{J_i^{ini} - J_i^{min}}{J_{Total}^{ini}} \quad (3-14)$$

Donde, $I.R._i$ es la contribución en la relación de mejora total de cada instrumento i , J_i^{ini} es el valor inicial de la función objetivo en cada instrumento i y J_{iTotal}^{min} es el valor mínimo de la función objetivo en cada instrumento i donde se obtiene el valor mínimo de la función objetivo total después del análisis inverso.

4. CASO DE ESTUDIO

El estudio se enfoca en el análisis de un depósito de relaves situado en Suramérica, el cual cuenta con una capacidad de almacenamiento que excede los 400 mil millones de toneladas de relave fino (lamas). La construcción del muro de dicho depósito se llevó a cabo utilizando material de empréstito proveniente de canteras cercanas ubicadas en las proximidades del sitio. Para su construcción, se empleó el método constructivo aguas abajo como se observa en la Figura 2-3.

Con el propósito de garantizar la estabilidad y la impermeabilidad del muro, se implementó un revestimiento impermeable en la cara de aguas arriba. Adicionalmente, se ha instalado un sistema de drenaje en la base para captar y canalizar posibles filtraciones provenientes del agua y las precipitaciones.

El muro del depósito de relaves ha sido modelado en Plaxis 2D y consta de 4 etapas, las cuales se detallan en la Tabla 4-1 y se puede observar en la Figura 4-1.

Tabla 4-1. Geometría del muro del depósito de relaves

Etapas	Taludes		Ancho de coronamiento [m]	Altura promedio [m]
	Aguas Arriba [H: V]	Aguas Abajo [H: V]		
Muro de partida	1,8: 1	1,8: 1	53	139
Etapas 1	1,5: 1	1,8: 1	50	154
Etapas 2	1,5: 1	1,9: 1	50	170
Etapas 3	1,5: 1	1,9: 1	50	183

Es relevante mencionar que a medida que se incrementa el coronamiento del muro, también aumentan las lamas, manteniendo una revancha de 5m de acuerdo con las directrices del proyecto.

A pesar de que la Tabla 4-1 detalla la geometría de todas las etapas de crecimiento del muro, es importante destacar que durante el análisis inverso de esta sección se considera el comportamiento durante el crecimiento del coronamiento y las lamas de la Etapa 1 (detallado la Tabla 4-6) y crecimiento del espaldón de la Etapa 2 (detallado en la Tabla 4-7). Para la predicción futura del depósito [sección 5], se utilizó el crecimiento del coronamiento y lamas de la Etapa 2 (detallado en la Tabla 5-1) y crecimiento del espaldón de la Etapa 3 (detallado en la Tabla 5-2).

En el presente modelo se han tenido en cuenta cinco tipos de suelos distintos: Roca, Aluvial, Dren, Muro y Lamas. Las dimensiones máximas del modelo son de 2.550m en el eje x y de 436,9m en el eje y , respectivamente. Para llevar a cabo la metodología de actualización, se han ubicado cuatro puntos en el modelo, que representan los prismas (Pr) y piezómetros (P-1, P-2 y P-3) ubicados sobre el material Dren, y para la predicción futura mostrada en la sección 5 se ha

incluido un punto en el coronamiento de la Etapa 2 (Pr-F). Todos los detalles del modelo se encuentran disponibles en el esquema de referencia mostrado en la Figura 4-1.

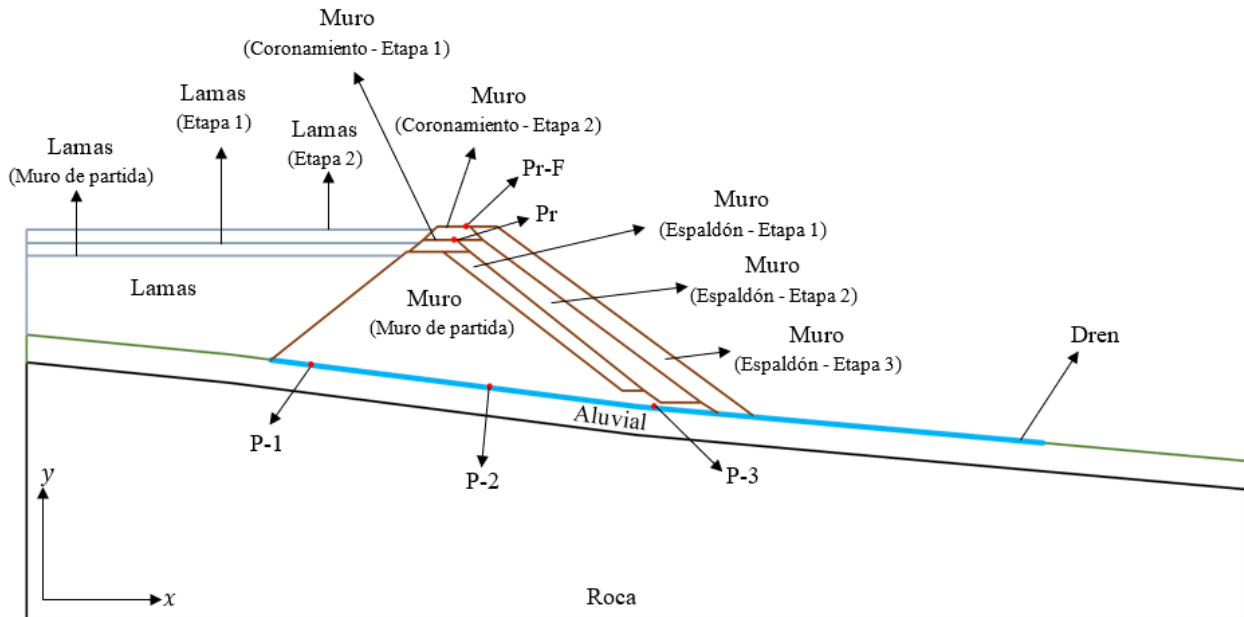


Figura 4-1. Geometría y etapas de construcción del depósito de relaves

Es importante destacar que toda la información relevante relacionada con este proyecto: los ensayos de campo y de laboratorio [sección 4.1], la geometría del modelo [sección 4.2] y los datos de monitoreo [sección 4.3], han sido proporcionados gentilmente por la empresa Inteligencia Geotécnica S.p.A. (IG), para uso exclusivo de investigación.

4.1. Materiales

En esta sección se describen los ensayos realizados tanto en campo como en laboratorio, con el objetivo de analizar los materiales presentes en el depósito de relave. Estos ensayos tienen como finalidad determinar los parámetros geotécnicos más adecuados para ser incorporados en los modelos constitutivos utilizados en el software PLAXIS 2D.

4.1.1. Suelo de Fundación (Roca, Aluvial y Dren)

Antes de iniciar la construcción del depósito de relave, se llevaron a cabo diversas campañas de investigación para caracterizar el suelo de fundación. Estas campañas incluyeron la realización de calicatas y sondajes con el propósito de obtener información detallada sobre las características del suelo.

Con el objetivo de determinar los módulos de deformación, se realizaron mediciones de velocidad de onda utilizando perfiles MASW. Además, se llevaron a cabo ensayos en pozos hidrogeológicos utilizando los métodos de Lefranc Mandel y Lugeon para evaluar la permeabilidad del suelo.

Durante las campañas de estudio, se pudo identificar que la roca basal está compuesta por rocas intrusivas de naturaleza granítica, volcánica y areniscas masivas. Estas rocas se caracterizan por presentar una alta resistencia a la compresión uniaxial y una baja permeabilidad.

En la base del depósito, se identificó la presencia de material aluvial con una estructura bien graduada. Este material se compone de partículas de cantos subangulares y exhibe una compacidad que varía de media a densa. Según la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se observaron diferentes tipos de materiales, entre ellos GW-GC, GP-GC y SC, con un contenido de finos que oscila entre el 15% y el 5%. Además, se determinó que el Índice de Plasticidad de estos materiales varía de 5 a 10.

Se pudo constatar que la humedad del suelo es baja, y para determinar las propiedades de resistencia al corte del suelo, se llevaron a cabo ensayos triaxiales utilizando muestras remoldeadas.

4.1.2. Muro

El muro de contención del depósito de relave se construyó utilizando material de empréstito proveniente de canteras cercanas al área del proyecto. Con el propósito de evaluar las características de estos materiales, se llevaron a cabo diversas canchas de prueba. En dichas canchas, se realizaron mediciones in situ de densidad utilizando el método del cono de arena, gravilla y reemplazo de agua, revelando una humedad promedio que oscila entre el 2% y el 6%. Además, se realizaron pruebas geofísicas en diferentes etapas constructivas del muro, así como ensayos de corte directo para determinar los parámetros de resistencia al corte.

Asimismo, se llevaron a cabo ensayos granulométricos con el fin de analizar la distribución de tamaños de las partículas de los materiales. En general, se observó que el tamaño máximo alcanzaba las 50", aunque en algunos casos se encontraron partículas de hasta 80". Es importante señalar que el material extraído de las canteras suele presentar mayores dimensiones en comparación con el material utilizado en la construcción del muro, debido a los procesos de disgregación y fragmentación que ocurren durante el transporte y la descarga. En cuanto a la clasificación según el SUCS, se identificó la presencia de materiales GW, GP y GP-GM, con un contenido de finos que varía entre el 3% y el 11%, y plasticidad nula.

4.1.3. Lamas

Con el objetivo de comprender el comportamiento del depósito de relaves, es necesario realizar una caracterización de las lamas, que constituyen los relaves finos almacenados. Los resultados de las pruebas granulométricas revelaron que aproximadamente el 85% del material corresponde a finos, clasificados como limo de baja plasticidad, mientras que el 15% restante se clasifica como suelo arenoso, formando la fracción gruesa.

Es relevante destacar que las lamas fueron depositadas en la cubeta del depósito mediante un proceso hidráulico. Para determinar la densidad final del material, se utilizó un valor promedio estimado, considerando el volumen almacenado en la cota de coronamiento obtenida a través de técnicas de batimetría.

Con el propósito de evaluar la capacidad de asentamiento de las lamas, se llevaron a cabo ensayos de consolidación. Asimismo, se realizó una campaña de ensayos triaxiales para determinar las condiciones últimas de falla del material, generando información relevante sobre su comportamiento geotécnico.

4.1.4. Modelos Constitutivos

En resumen, mediante la aplicación de varias metodologías de investigación, se han obtenido distintos parámetros geotécnicos para los cinco (5) materiales presentes en el modelo. Estos materiales fueron modelados utilizando tres modelos constitutivos descritos en el ANEXO A – Sección 0 (HS small, HS y LE), los cuales permiten representar el comportamiento geotécnico del depósito. Los parámetros que constituyen los modelos constitutivos usados se describen en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Parámetros que constituyen los modelos constitutivos usados

Parámetros		HS small	HS	LE
Peso unitario seco	γ_d	Si	Si	Si
Peso unitario saturado	γ_{sat}	Si	Si	Si
Módulo de Young efectivo	E'	No	No	Si
Módulo de Poisson efectivo	ν'	No	No	Si
Sobreconsolidación	OCR	Si	Si	No
Módulo secante al 50% del esfuerzo máximo de referencia	E_{50}^{ref}	Si	Si	No
Módulo edométrico de referencia	E_{oed}^{ref}	Si	Si	No
Módulo de carga-recarga del esfuerzo máximo de referencia	E_{ur}^{ref}	Si	Si	No
Parámetro de para la rigidez	m	Si	Si	No
Cohesión	c'	Si	Si	No
Ángulo de fricción	φ'	Si	Si	No
Ángulo de dilatancia	ψ	Si	Si	No
Modelo de Poisson efectivo para carga-recarga	ν'_{ur}	Si	Si	No
Coefficiente de presión de suelo en reposo normalmente consolidado	K_0^{nc}	Si	Si	No
Presión de referencia para la rigidez	p_{ref}	Si	Si	No

Relación de falla	R_f	Si	Si	No
Módulo de corte inicial de referencia	G_0^{ref}	Si	No	No
Nivel de deformación al corte en el cual el módulo de corte se ha reducido en un 70%	$\gamma_{0.7}$	Si	No	No
Permeabilidad en dirección x	k_x	Si	Si	Si
Permeabilidad en dirección y	k_y	Si	Si	Si

Se definen dos variables alternativas α y β para los modelos constitutivos HS small y HS, donde se establece una correlación entre el parámetro E_{50}^{ref} y los parámetros E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} , como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$E_{oed}^{ref} = \alpha \cdot E_{50}^{ref} \quad (4-1)$$

$$E_{ur}^{ref} = \beta \cdot E_{50}^{ref} \quad (4-2)$$

El parámetro K_0^{nc} es determinado a través de la conocida ecuación de Jaky, y las tensiones de preconsolidación cartesianas se determinan a través de las siguientes ecuaciones (Bentley, 2021a):

$$K_0^{nc} = 1 - \sin(\varphi') \quad (4-3)$$

$$\sigma'_{xx,c} = K_0^{nc} \cdot OCR \cdot \sigma'_{yy} \quad (4-4)$$

$$\sigma'_{yy,c} = OCR \cdot \sigma'_{yy} \quad (4-5)$$

La variable Ω es una medida alternativa que representa la mínima reducción de rigidez en el modelo HS small, observada a grandes deformaciones [ver Figura 0-10], recordando que el parámetro G está definido a través de la ecuación (0-17):

$$G_0^{ref} = G/\Omega \quad (4-6)$$

La variable κ es una correlación entre las permeabilidades en las direcciones x e y :

$$\kappa = k_x/k_y \quad (4-7)$$

Todos los modelos, parámetros y variables iniciales se encuentran resumidos en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3. Valores iniciales del caso de estudio

	Muro	Aluvial	Dren	Lamas	Roca
Modelo del material	HS small			HS	LE
Tipo de drenaje	Drenado				
γ_d [kN/m ³]	20	18,4		12,3	24,1
γ_{sat} [kN/m ³]	22	19,6		18	24,1
E' [MPa]	–	–	–	–	$1,0 \cdot 10^4$
ν' [–]	–	–	–	–	0,35
OCR [–]	1	1		1	–
E_{50}^{ref} [MPa]	40	40		4	–
* α^\dagger [–]	1	1		1	–
* β [–]	3	3		3	–
m [–]	0,5	0,5		0,5	–
c' [kPa]	5	5		0	–
φ' [°]	38	38		31	–
ψ [°]	0				–
* ν'_{ur} [–]	0,2				–
* R_f [–]	0,9				–
p_{ref} [kPa]	100				–
$\gamma_{0.7}$ [–]	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$3,0E - 05$		–	–
Ω [%]	10	10		–	–
k_x [m/s]	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$5,0 \cdot 10^{-7}$
κ [–]	1	1	1	1	1

Parámetros con incertidumbre

* Los valores asumidos, son los establecidos por defecto a través del software PLAXIS 2D

† La variable α a pesar de que utiliza valores predeterminados de PLAXIS, para ángulos de fricción elevados ($\varphi' > 42^\circ$) no puede ser 1. Esto se debe a que el parámetro E_{oed}^{ref} está relacionado con K_0^{nc} , por lo que α se reduce al valor máximo permitido $\alpha \leq -0,0363 \cdot \varphi' + 2,5354$. Esto solo ocurre durante el análisis de sensibilidad.

Nota: Es importante destacar que en la Tabla 4-3 se definen parámetros y variables alternativas que correlacionan distintos parámetros de los modelos constitutivos, sin embargo, durante todo el trabajo están variables serán llamados como “parámetros”.

A pesar de no estar incluido en la Tabla 4-3, también se usa el modelo Van Genuchten en el Muro, debido a que este material presenta zonas saturadas, parcialmente saturada y secas. Los parámetros establecidos en el modelo, corresponden a un conjunto de datos estándar de un material grueso, según lo señalado por Bentley (2021b), debido a la granulometría que presenta el material [ver Figura 4-2 y Tabla 4-4].

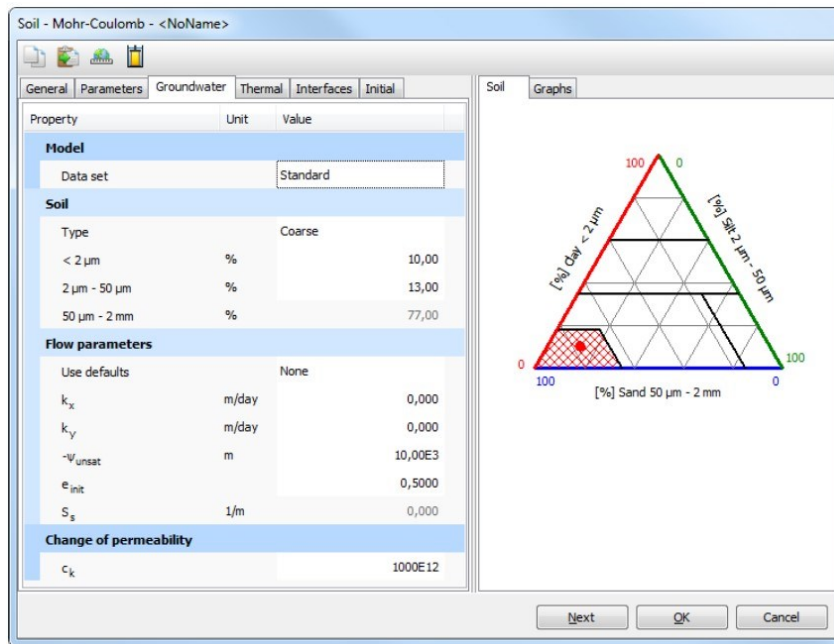


Figura 4-2. Parámetros de agua subterránea para el conjunto de datos estándar según Wösten, Lilly, Nemmes & Bas (1999) (Bentley, 2021b)

Tabla 4-4. Parámetros del modelo constitutivo Van Genuchten utilizado en el Muro

		Muro (Van Genuchten)
S_{res}	[—]	0,06203
S_{sat}	[—]	1,0
g_n	[—]	1,3774
g_a	[1/m]	3,83
g_l	[—]	1,25

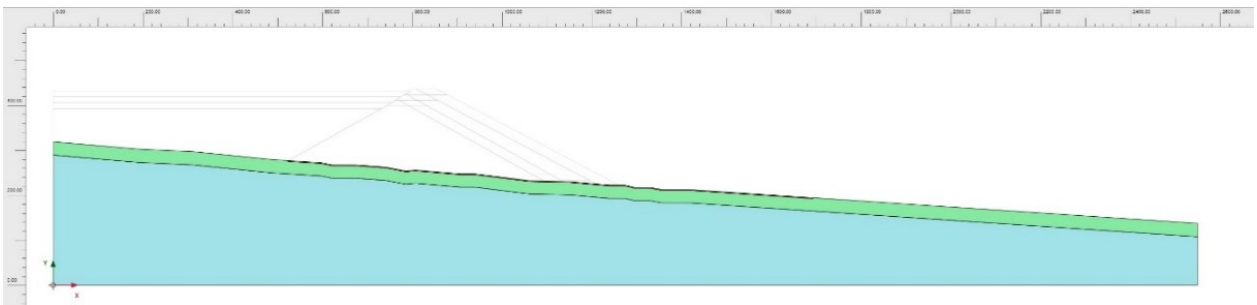
4.2. Modelo de Elementos Finitos (FEM)

El modelo se compone de 5 etapas fundamentales, que corresponden a las etapas constructivas del depósito de relaves, y se divide en 69 fases. Estas fases son subdivisiones de las etapas constructivas del depósito utilizadas en el modelo numérico para representar adecuadamente su comportamiento. Las etapas se presentan en la Figura 4-3 y se describen a continuación:

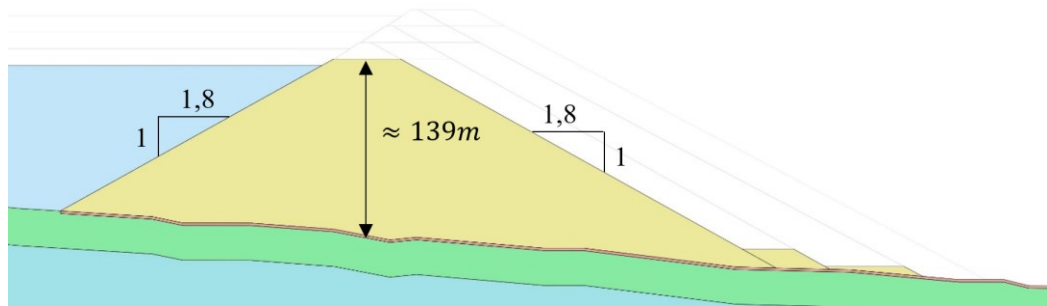
- Suelo de fundación [Figura 4-3-(a)]: Se activan los materiales roca, aluvial y dren. Esta etapa se representa como la fase inicial en el modelo, como se muestra en la Tabla 4-5.
- Muro de partida [Figura 4-3-(b)]: En esta etapa, se considera la activación del muro y las lamas de partida, que corresponden a la fase 1 del modelo numérico, según se detalla en la Tabla 4-5.
- Etapa 1 [Figura 4-3-(c)]: En esta etapa, se produce el crecimiento del muro y lamas de la

etapa 1. Cada una de las capas de crecimiento se describe detalladamente en la Tabla 4-6. En el modelo, este crecimiento se observa desde la fase 3 hasta la fase 20.

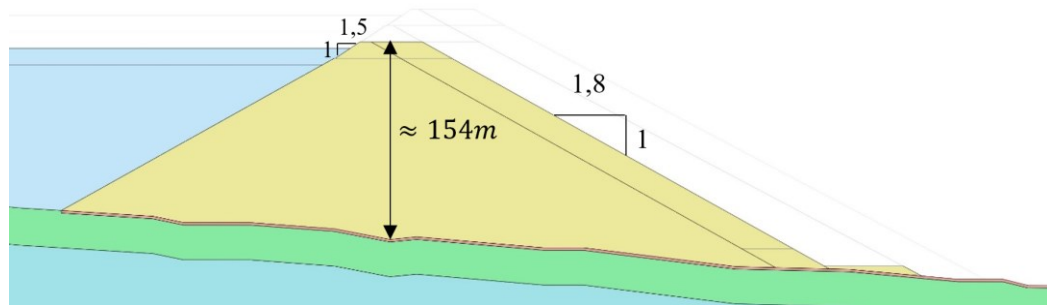
- Etapa 2 [Figura 4-3-(d)]: Continúa el crecimiento del muro y lamas de la etapa 2. El crecimiento del espaldón de la etapa 2 se detalla en la Tabla 4-7, desde la fase 21 hasta la fase 41. El crecimiento del coronamiento y las lamas se encuentra en la sección 5, y se describe en la Tabla 5-1 desde la Fase 42 hasta la fase 44.
- Etapa 3 [Figura 4-3-(e)]: En esta etapa, se produce el crecimiento del muro y lamas de la etapa 3. El crecimiento del espaldón de la etapa 3 se encuentra en la sección 5, en la Tabla 5-2, desde la fase 45 hasta la fase 69. Sin embargo, no se modela el crecimiento del coronamiento y las lamas de la etapa 3, ya que no son relevantes para las comparaciones realizadas en esta tesis.



(a)



(b)



(c)

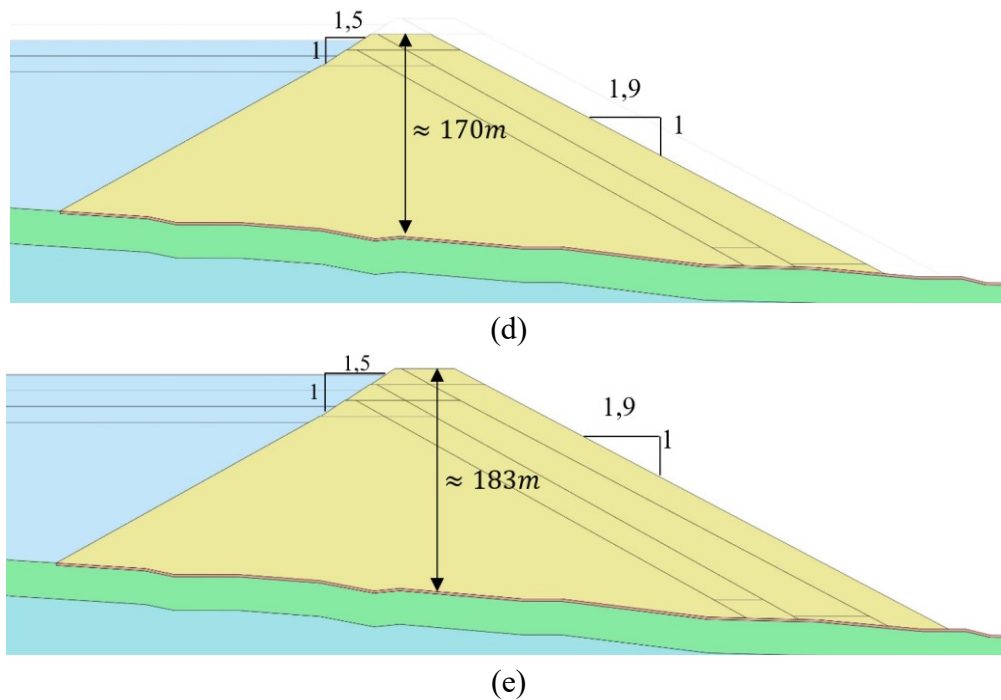


Figura 4-3. Etapas fundamentales del FEM: (a) Suelos de fundación, (b) Muro de partida, (c) Etapa 1, (d) Etapa 2, y (e) Etapa [Predicción futura]

Adicionalmente, se consideró dividir cada una de las etapas en subetapas con el fin de simular adecuadamente el proceso constructivo del depósito. Esta subdivisión permite capturar con mayor precisión las variaciones en la deformación a lo largo de la construcción del muro.

Además, se han realizado refinamientos adicionales en el modelo de PLAXIS 2D mediante la adición de líneas y puntos. Estos refinamientos tienen como objetivo mejorar la precisión y garantizar una representación más precisa de la construcción del depósito. Al agregar líneas y puntos adicionales, se logra una mayor resolución espacial en la simulación, lo que contribuye a obtener predicciones más confiables y detalladas del comportamiento del depósito durante su construcción.

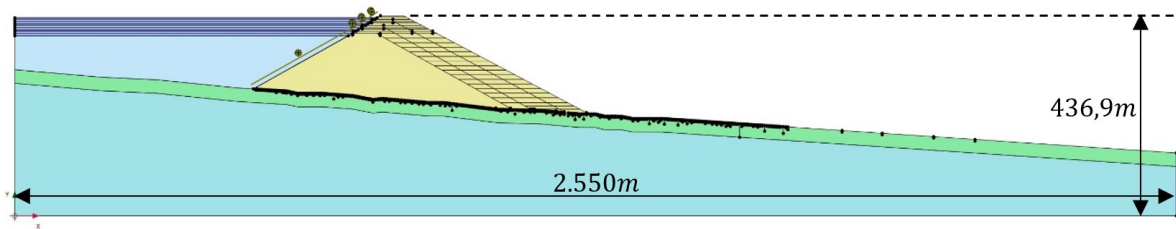


Figura 4-4. Geometría final del modelo

Como resultado de estos refinamientos, se ha obtenido una calidad mínima de 0,5016 sobre un máximo de 1 en uno de los elementos del modelo, tal como se muestra en la Figura 4-5. Este valor de calidad refleja el nivel de precisión alcanzado en el modelo y demuestra el cuidado y la

atención dedicados al proceso de refinamiento para garantizar resultados confiables.

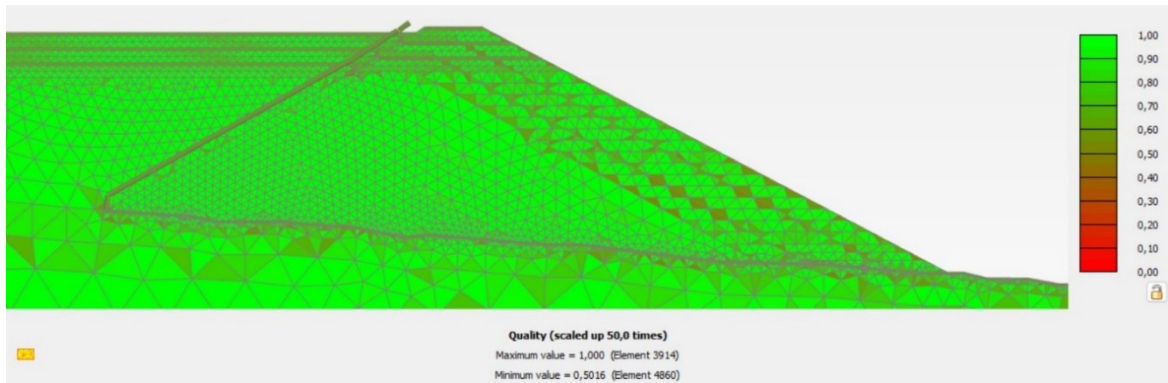


Figura 4-5. Calidad del refinado

4.2.1. Supuestos del Modelo

Dentro de los supuestos del modelo, se considera:

- En el talud de aguas arriba se establece una interfaz impermeable para simular la presencia de la membrana instalada en el depósito de relaves, esta interfaz tiene como propósito prevenir filtraciones en el muro.
- El relave fino es depositado de forma hidráulica, por lo tanto, de manera conservadora se asume que las lamas siempre se encuentran saturadas.
- Al final de la construcción del dren, se encuentra presente un aforador, se considera un caudal constante de extracción de agua de $0,02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

4.2.2. Fases del Modelo

El modelo desarrollado en esta investigación se extiende hasta que el espaldón de la Etapa 2 tiene la misma elevación que el coronamiento de la Etapa 1, como se puede observar en la Figura 4-6. Esto se debe a la existencia de prismas de monitoreo en el coronamiento de la Etapa 1, los cuales son utilizados para realizar los análisis de sensibilidad e inverso en el contexto de esta investigación. Los intervalos de tiempo utilizados en el modelo se obtuvieron de la empresa IG y se detallan en las Tabla 4-5, Tabla 4-6 y Tabla 4-7.

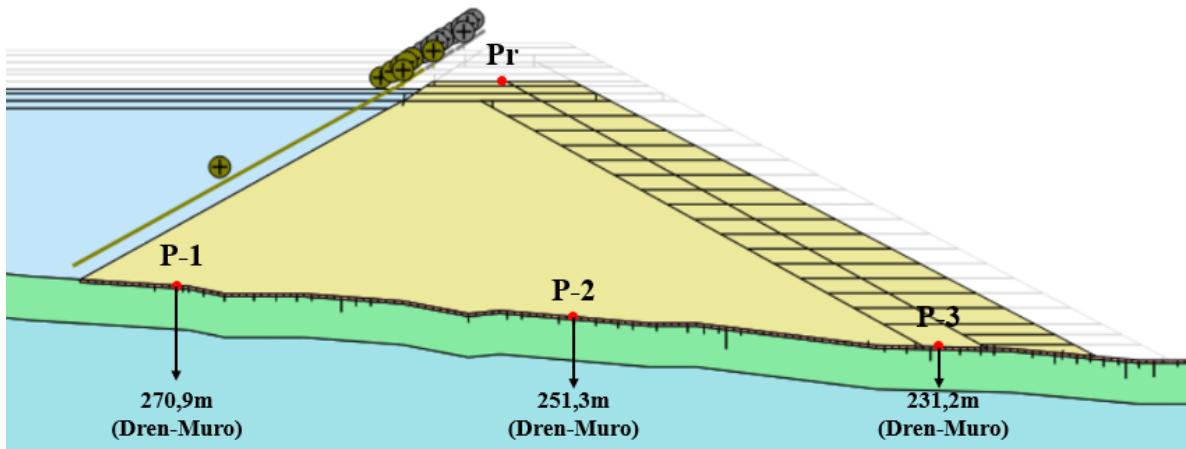


Figura 4-6. FEM para el caso de estudio

4.2.2.1. Muro de partida

La Tabla 4-5 muestra el crecimiento del muro de partida que se divide en tres fases de construcción.

Tabla 4-5. Fases del muro de partida

Referencia	Fases	T. FEM	T. P.P.	I.T. [días]
Suelo de Fundación [Figura 4-3-(a)]	Inicial	C.G.	N.F.	—
Muro de partida [Figura 4-3-(b)]	1	C.	F.A. S.S.	1.910
Reinicio de variables de estado en el modelo [Figura 4-3-(b)]	2	P.	P.P. Ant.	—

Notas:

T. FEM: Tipo de cálculo del modelo de elementos finitos

T. P.P.: Tipo de cálculo de presión de poros

I.T.: Intervalo de tiempo

C.G.: Carga Gravitacional, es un tipo de cálculo de plástico que considera las tensiones iniciales generadas por el peso volumétrico del suelo

C.: Consolidación, es un cálculo que se utiliza cuando es necesario analizar el desarrollo y la disipación de las presiones de poros en un suelo saturado.

P.: Plástico, es un tipo de cálculo que se emplea para realizar análisis de deformación elastoplástica sin considerar el cambio de presión de poros con el tiempo.

N.F.: Nivel Freático, se utiliza para calcular la presión del agua en condiciones estacionarias, basándose en el nivel global del agua.

F.A. S.S.: Flujo de agua en estado estacionario, se basa en las condiciones de contorno hidráulicas y genera el flujo de agua en el problema.

P.P. Ant.: Presión de poros de fase anterior, se utiliza cuando el nivel de agua permanece constante en comparación con la fase anterior y se utilizan las mismas presiones de poros.

4.2.2.2. Etapa 1

La Tabla 4-6 muestra el crecimiento del muro con referencia a la Etapa 1 que se divide en 18 fases de construcción. Cada fase representa un avance incremental en la construcción del muro, con el objetivo de asegurar su estabilidad y progresión adecuada. Esta subdivisión en fases permite un control preciso de la construcción y facilita la realización de análisis detallados del comportamiento del muro en cada etapa.

Tabla 4-6. Fases de la Etapa 1

Referencia	Fases	T. FEM	T. P.P.	I.T. [días]
11m de crecimiento del espaldón	3	C.	F.A. S.S.	52,0
10m de crecimiento del espaldón	4 – 17	C.	P.P. Ant.	47,3
5m de crecimiento de lamas y del coronamiento del muro	18 – 19	C.	F.A. S.S.	23,6
3m de crecimiento de lamas y del coronamiento del muro [Figura 4-3-(c)]	20	C.	F.A. S.S.	14,2

4.2.2.3. Etapa 2

La Tabla 4-7 muestra el crecimiento del muro con referencia a la Etapa 2 que se divide en 21 fases de construcción.

Tabla 4-7. Fases de la Etapa 2

Referencia	Fases	T. FEM	T. P.P.	I.T. [días]
Disipación de presión de poros	21	C.	P.P. Ant.	30,0
7m de crecimiento del espaldón	22 – 23	C.	F.A. S.S.	16,0
11m de crecimiento del espaldón	24	C.	P.P. Ant.	25,1
10m de crecimiento del espaldón	25 – 38	C.	P.P. Ant.	22,8
5m de crecimiento del espaldón	39 – 40	C.	P.P. Ant.	11,4
3m de crecimiento del espaldón [Figura 4-6]	41	C.	P.P. Ant.	6,8

Es importante destacar que la fase número 21 corresponde a un intervalo de tiempo desde la culminación del muro de la Etapa 1 hasta el inicio constructivo del muro de la Etapa 2. Aunque no hay crecimiento de las lamas ni del muro durante esta fase, es relevante mencionar que se produce la disipación de la presión de poros. Este fenómeno es relevante para comprender y

analizar el comportamiento geotécnico del depósito durante la transición entre etapas constructivas.

4.3. Datos de Monitoreo

El depósito de relaves estudiado está equipado con prismas y piezómetros, lo que posibilita la obtención de información acerca del comportamiento de los materiales a medida que avanza la construcción. La Figura 4-7 presenta la línea de tiempo total, la cual combina la línea de tiempo utilizada en la presente sección para aplicar la metodología propuesta por Corral (2013) [Figura 4-8] y la comparación de predicciones con los parámetros iniciales y actualizados de la Etapa 3 del depósito [Figura 5-2].

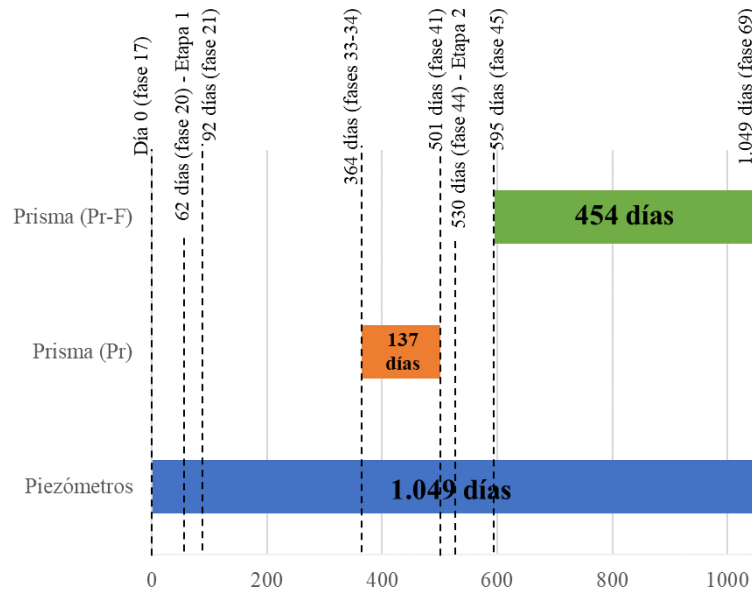


Figura 4-7. Línea de tiempo total con los prismas (Pr y Pr-F) y piezómetros (P-1, P-2 y P-3) utilizados en el depósito de relaves

Para la aplicación de la metodología en el caso de estudio, se debe tener en cuenta un período de 501 días (qu abarca desde la fase 17 hasta la fase 41), como se muestra en la Figura 4-8. Los piezómetros se monitorean de manera constante durante dicho período, que se extiende desde el crecimiento de las lamas y coronamiento de la Etapa 1 hasta que el crecimiento del espaldón de la Etapa 2 coincida con el coronamiento de la Etapa 1. Por otro lado, los prismas tienen un monitoreo continuo de 137 días durante la construcción del espaldón de la Etapa 2.

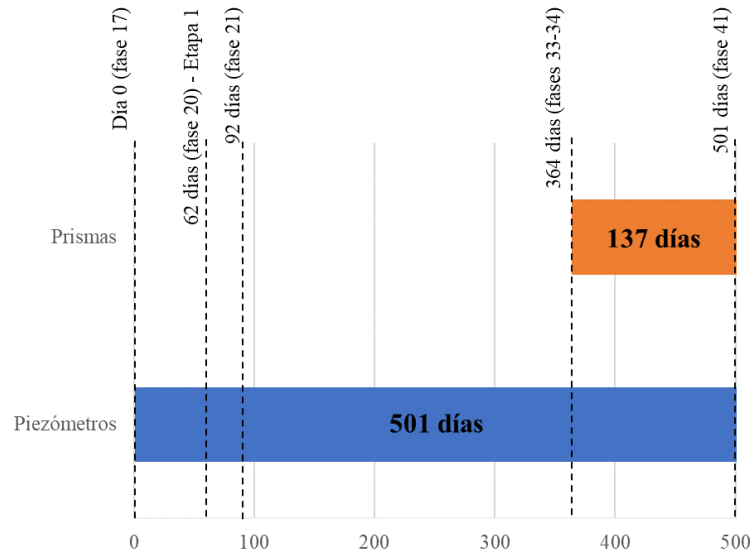


Figura 4-8. Línea de tiempo del caso de estudio

La relación entre el número de días de monitoreo y las fases constructivas del FEM se detalla en las secciones 4.3.1 y 4.3.2.

4.3.1. Prismas de Deformación

La construcción de la Etapa 2 del muro tuvo una duración aproximada de 435 días. Durante este proceso, se instalaron 9 prismas en el coronamiento de la Etapa 1, como se muestra en la Figura 4-9. Estos prismas proporcionaron información detallada sobre el asentamiento y la deformación transversal a medida que se desarrollaba la construcción del espaldón de la Etapa 2.

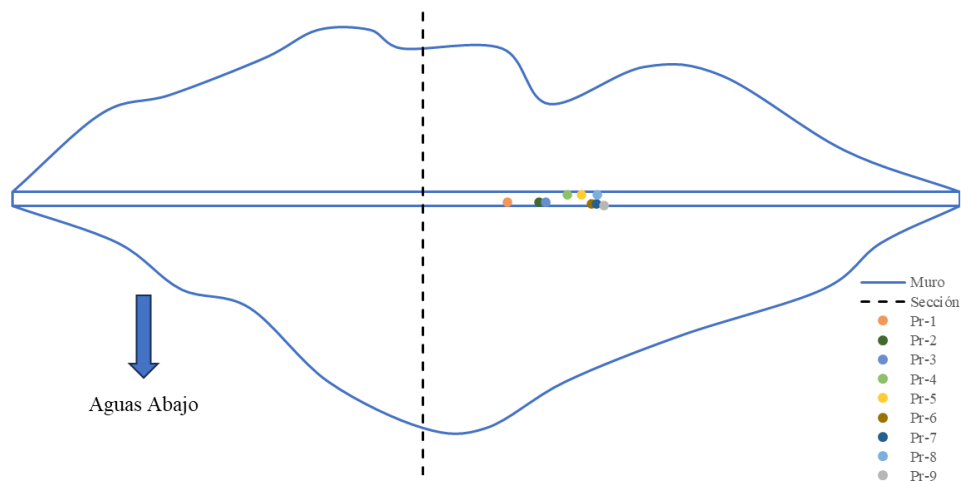


Figura 4-9. Prismas de monitoreo en el coronamiento de la Etapa 1 del depósito de relaves

Se llevó a cabo un monitoreo continuo de los prismas en el depósito de relaves durante un período de 137 días. Este intervalo de tiempo fue relevante, ya que coincidió con el momento en

que el espaldón de la Etapa 2 alcanzó la misma elevación que el coronamiento de la Etapa 1. Estos datos se pueden comparar con el modelo numérico a partir de la fase 33 hasta la fase 41, como se observa en la línea temporal de la Figura 4-8 y se detalla en la Tabla 4-7.

Los datos se desglosan mensualmente con el fin de facilitar su comparación con el modelo numérico y se dividen en 5 meses para representar los períodos en los cuales se recopiló la información de monitoreo. Los detalles de estos meses se muestran en la Tabla 4-8.

Tabla 4-8. Meses de monitoreo de los prismas

Mes	Días del mes	Inicio [día]	Fin [día]
1	31	364	395
2	30	395	425
3	31	425	456
4	30	456	486
5	15	486	501

Es importante destacar que, para que los datos sean considerados relevantes, se requiere un mínimo de 5 días de monitoreo continuo en cada período de tiempo evaluado. Además, debido a la dispersión de los datos de los prismas, se aplicó un filtro utilizando el software MATLAB. Se utilizó una media móvil para obtener una tendencia más suave en los resultados y reducir las variaciones significativas en los datos obtenidos. Esto permitió obtener una representación más precisa del comportamiento del muro durante la construcción del depósito de relaves.

Desde la Figura 4-10 hasta la Figura 4-18 se presentan los datos de monitoreo de los nueve (9) prismas. Estas figuras muestran líneas de color gris que representan los datos de monitoreo recopilados, que se detallan a continuación: Pr-1 (4.008 datos), Pr-2 (4.001 datos), Pr-3 (3.939 datos), Pr-4 (2.807 datos), Pr-5 (2.492 datos), Pr-6 (2.746 datos), Pr-7 (2.755 datos), Pr-8 (2.826 datos) y Pr-9 (2.048 datos). Se registró al menos un dato por hora durante los días en los que se tiene información del monitoreo. Además, se calcula la media móvil de los datos de los prismas, que se representa mediante una línea azul. La línea negra representa el promedio de los datos y se ajusta mediante una poligonal de segundo grado. Por último, para visualizar la variabilidad temporal de los datos, se incluyen segmentos de recta de color rojo que representan la desviación estándar de cada mes monitoreado. Estas representaciones permiten analizar y comprender de manera más clara las tendencias y variaciones en los resultados del monitoreo de los prismas durante el período analizado.

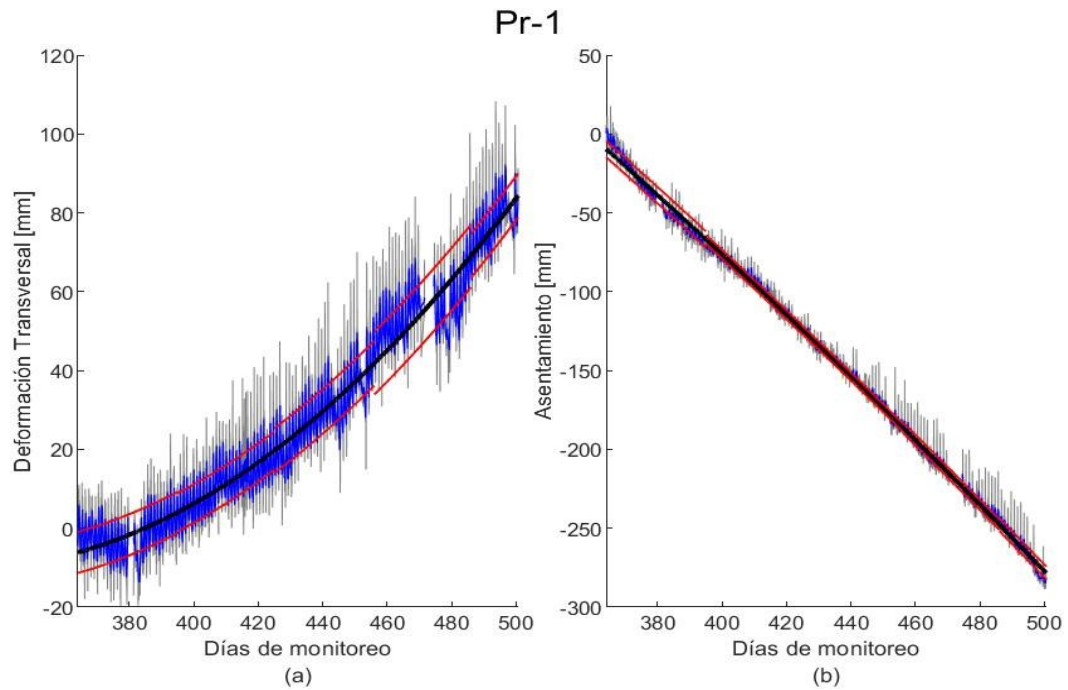


Figura 4-10. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-1 en el coronamiento de la Etapa 1

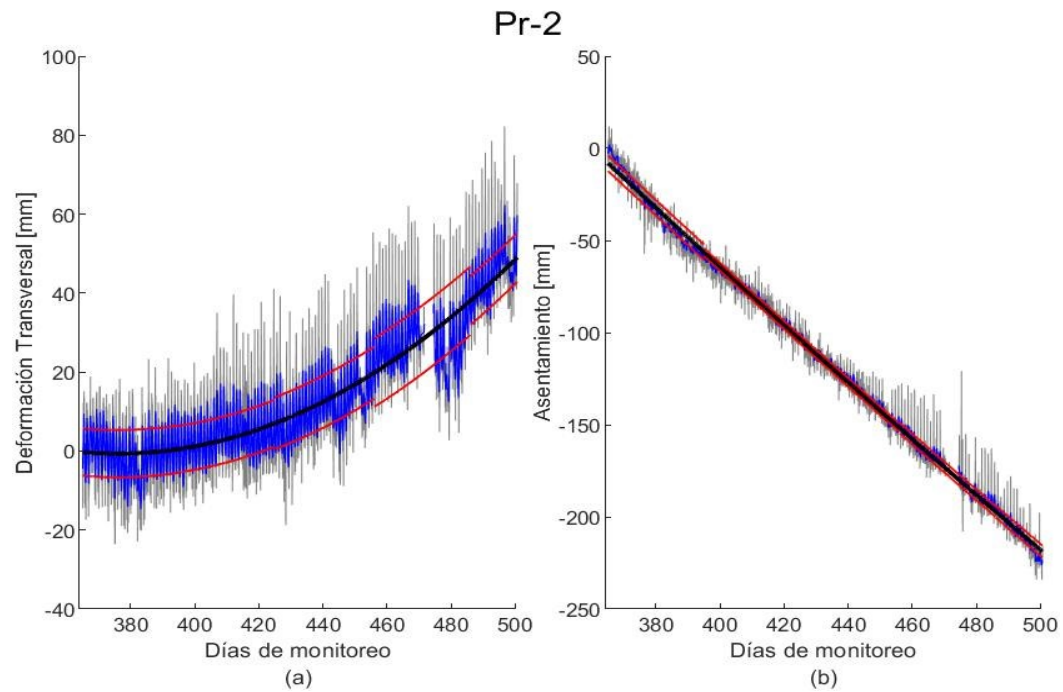


Figura 4-11. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-2 en el coronamiento de la Etapa 1

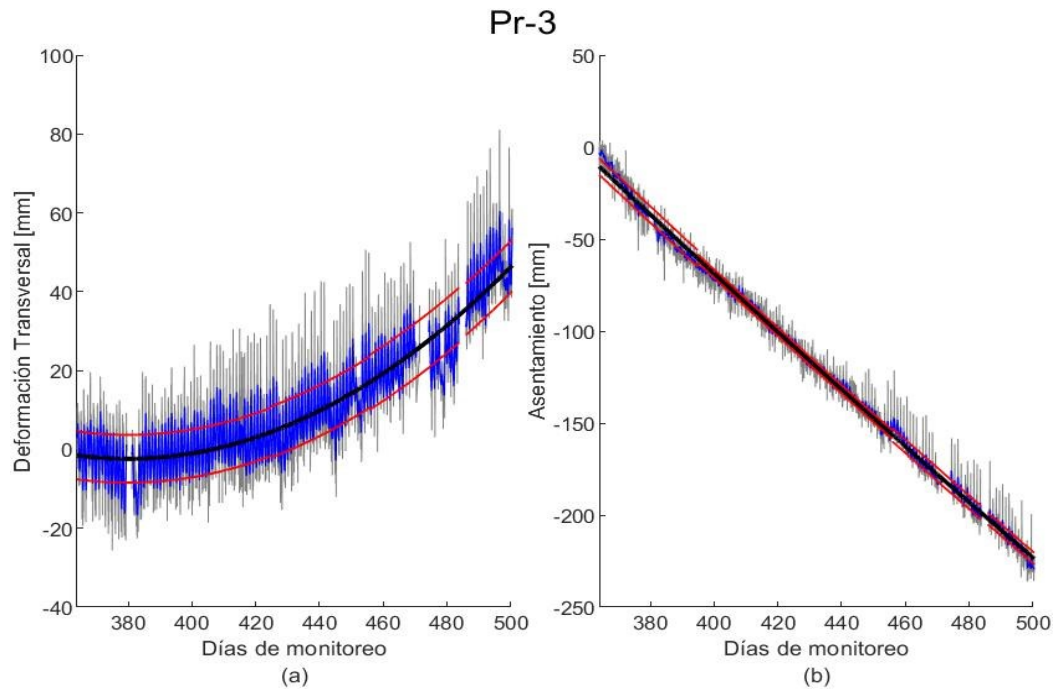


Figura 4-12. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-3 en el coronamiento de la Etapa 1

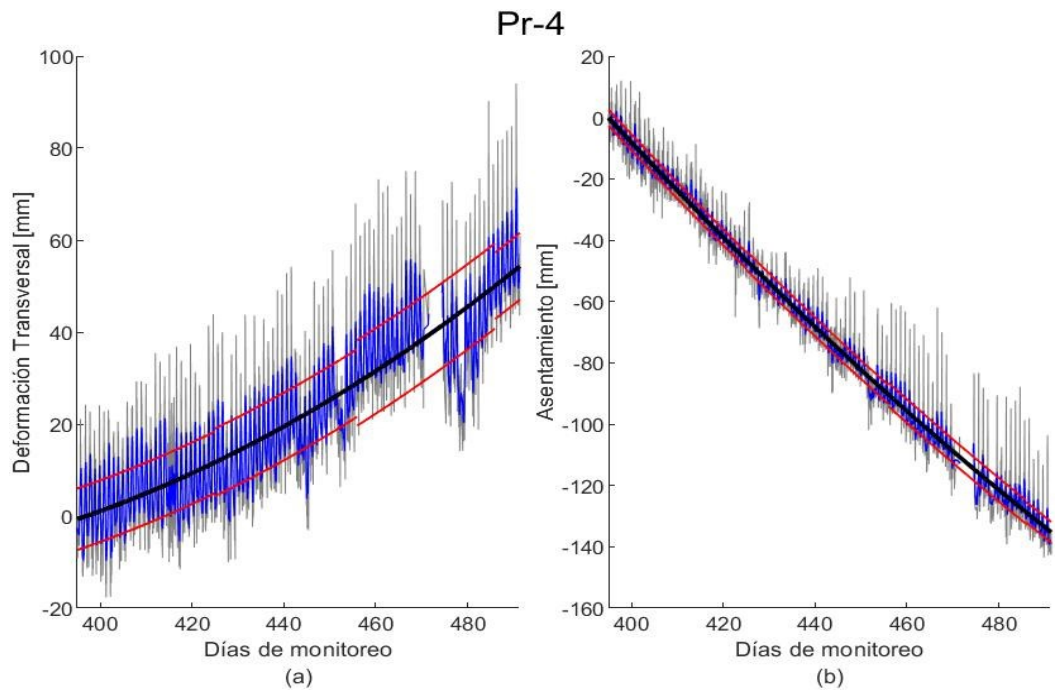


Figura 4-13. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-4 en el coronamiento de la Etapa 1

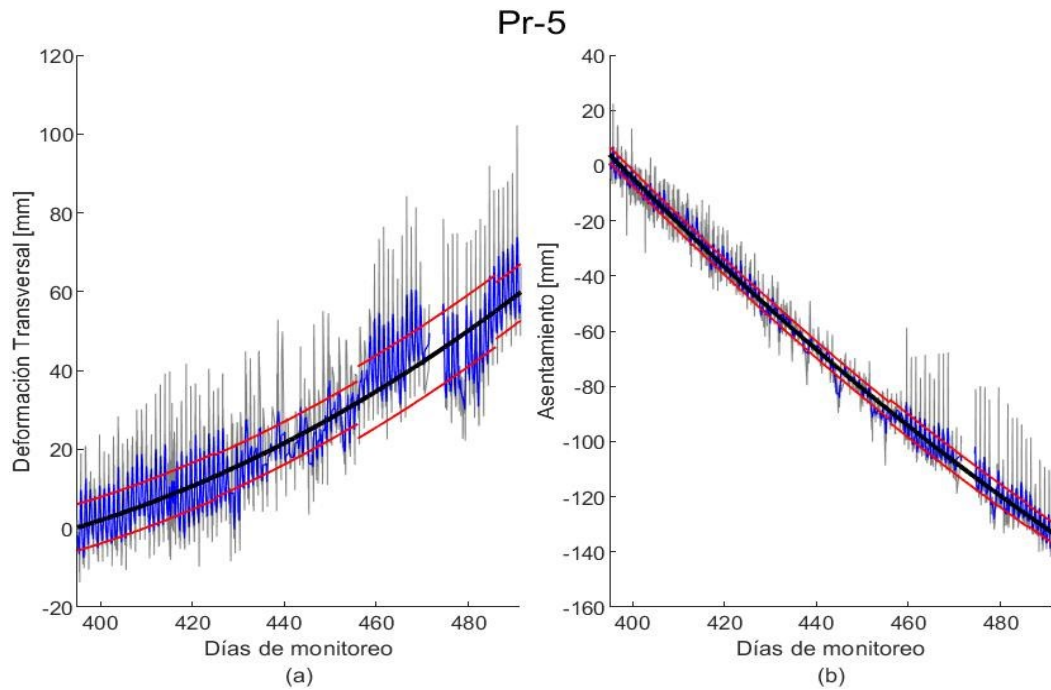


Figura 4-14. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-5 en el coronamiento de la Etapa 1

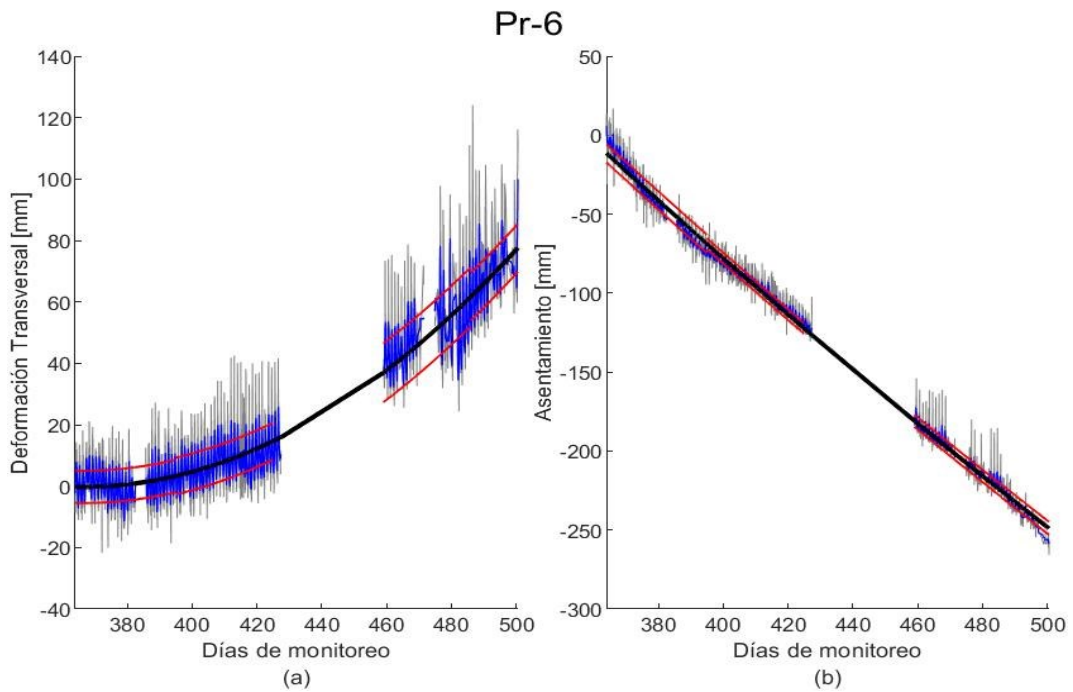


Figura 4-15. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-6 en el coronamiento de la Etapa 1

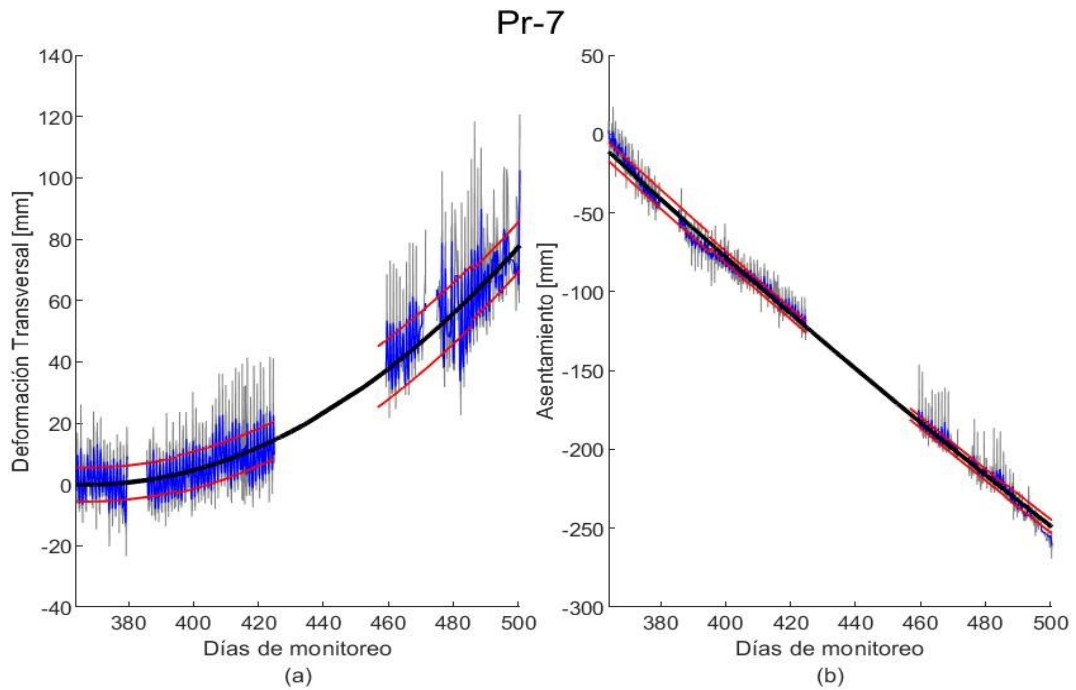


Figura 4-16. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-7 en el coronamiento de la Etapa 1

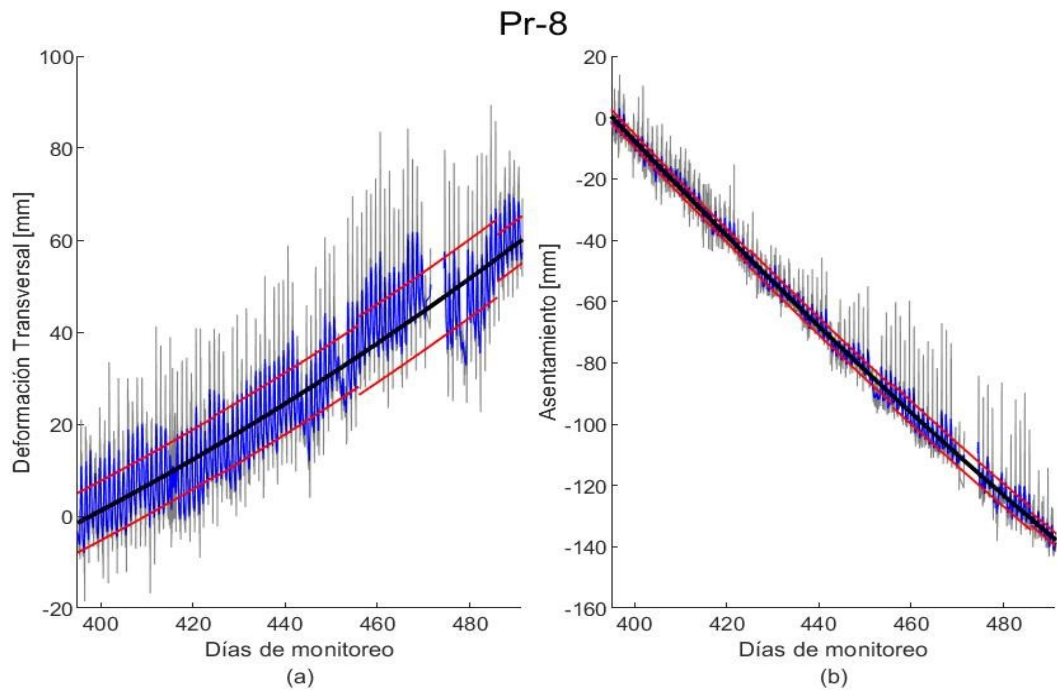


Figura 4-17. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-8 en el coronamiento de la Etapa 1

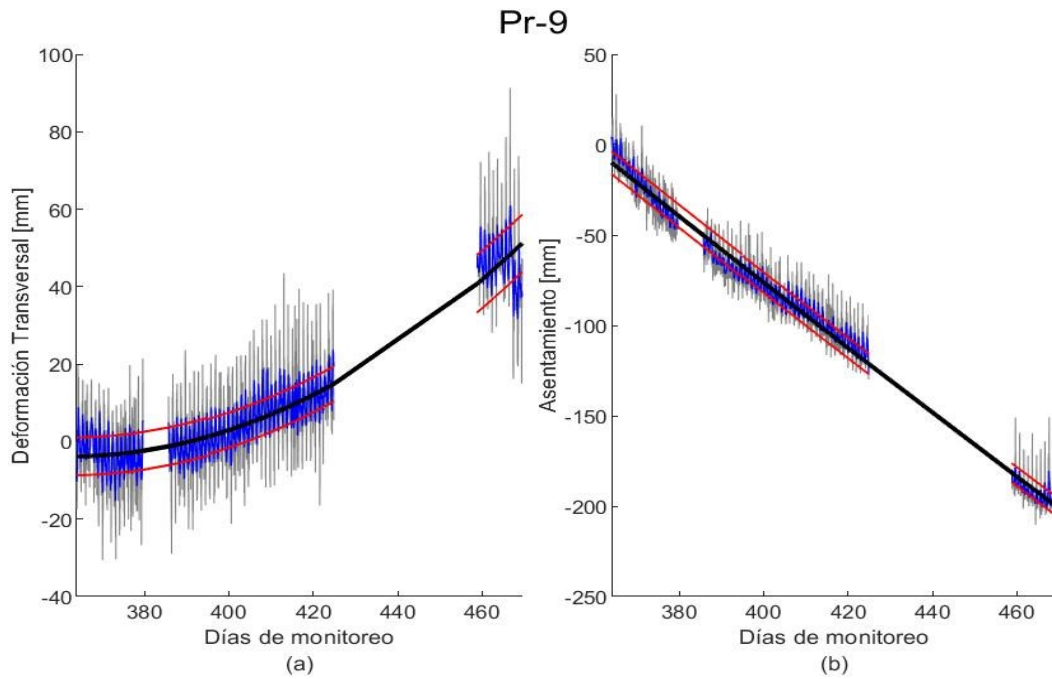


Figura 4-18. (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento del prisma Pr-9 en el coronamiento de la Etapa 1

Se calcularon los promedios de las deformaciones transversales, asentamientos y varianzas a partir de la evaluación de los 9 prismas, como se puede apreciar en las Figuras Figura 4-19 y Figura 4-20. Estas representaciones gráficas brindan una visualización clara de los valores promedio obtenidos para cada prisma.

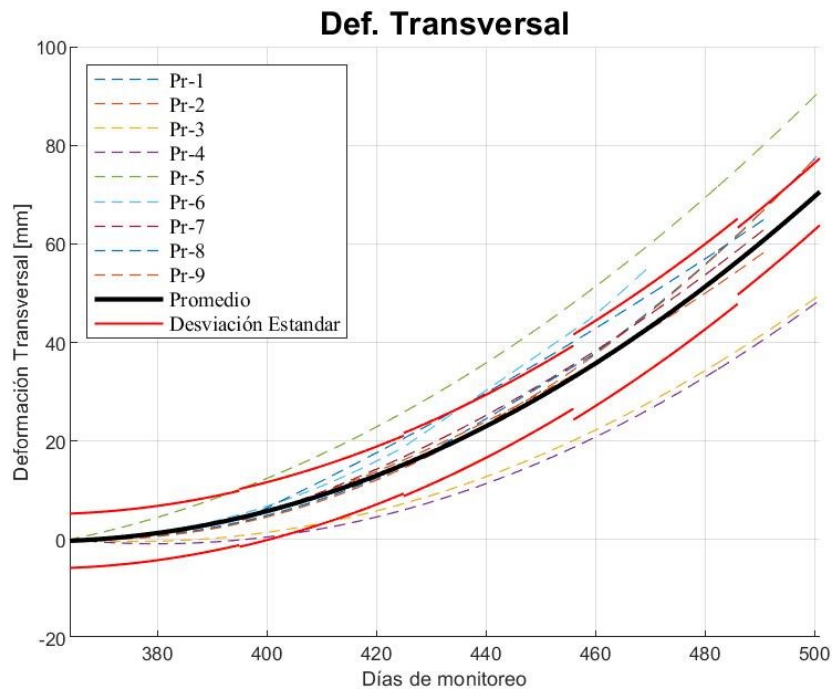


Figura 4-19. Deformación transversal promedio en el coronamiento de la Etapa 1

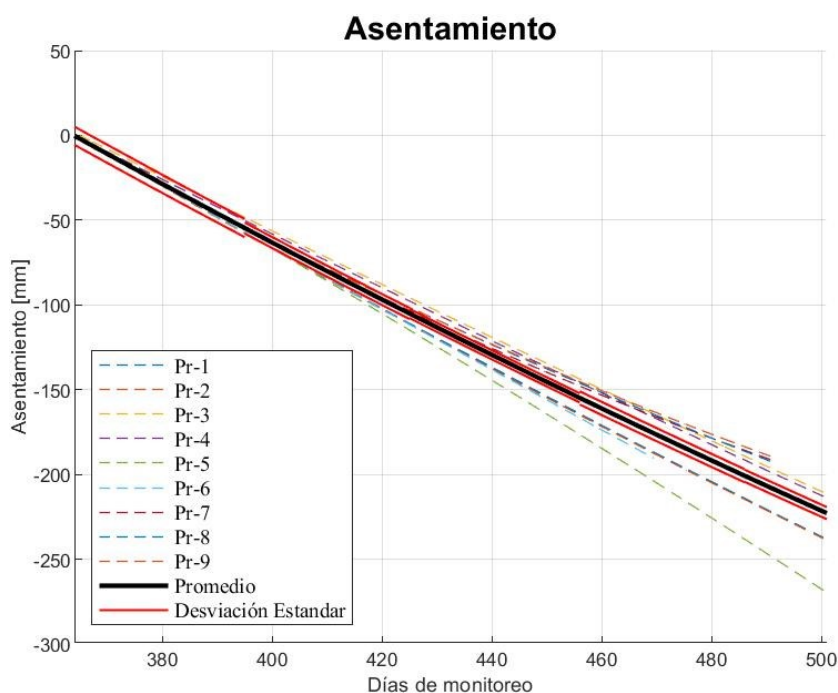


Figura 4-20. Asentamientos promedio en el coronamiento de la Etapa 1

El análisis de los promedios proporciona información relevante para comprender el comportamiento del depósito de relaves. Los datos se presentan desglosados mensualmente con el fin de facilitar su comparación con el modelo numérico, como se mencionó anteriormente, y se muestran en la Tabla 4-9. Estos resultados permiten validar y ajustar el modelo de elemento finito utilizado en el estudio.

Tabla 4-9. Deformaciones y Varianzas de registros de prismas en el coronamiento de la Etapa 1

	Deformación Transversal [mm]	Asentamiento [mm]	Varianza	
			Transversal [mm ²]	Asentamiento [mm ²]
Mes 1	3,8	-54,9	30,3	28,8
Mes 2	11,9	-50,6	34,5	10,5
Mes 3	17,2	-48,5	40,8	7,2
Mes 4	23,9	-46,8	74,8	15,0
Mes 5	13,6	-22,3	46,1	12,7

Se observa un aumento en la deformación transversal mes a mes, mientras que la tasa de asentamiento disminuye a medida que pasa el tiempo, salvo en el quinto mes que considera 15 días de medición.

Estas medidas se representan mediante un punto en el modelo (Pr), como fue observado en la Figura 4-6.

Los resultados de la Tabla 4-9 se pueden visualizar en la Figura 4-21. Además, se incluye la desviación estándar como medida de variabilidad de estas magnitudes. Estos gráficos permiten apreciar visualmente las fluctuaciones en los valores de las deformaciones a lo largo del tiempo, así como identificar los meses en los que se presentan mayores variaciones.

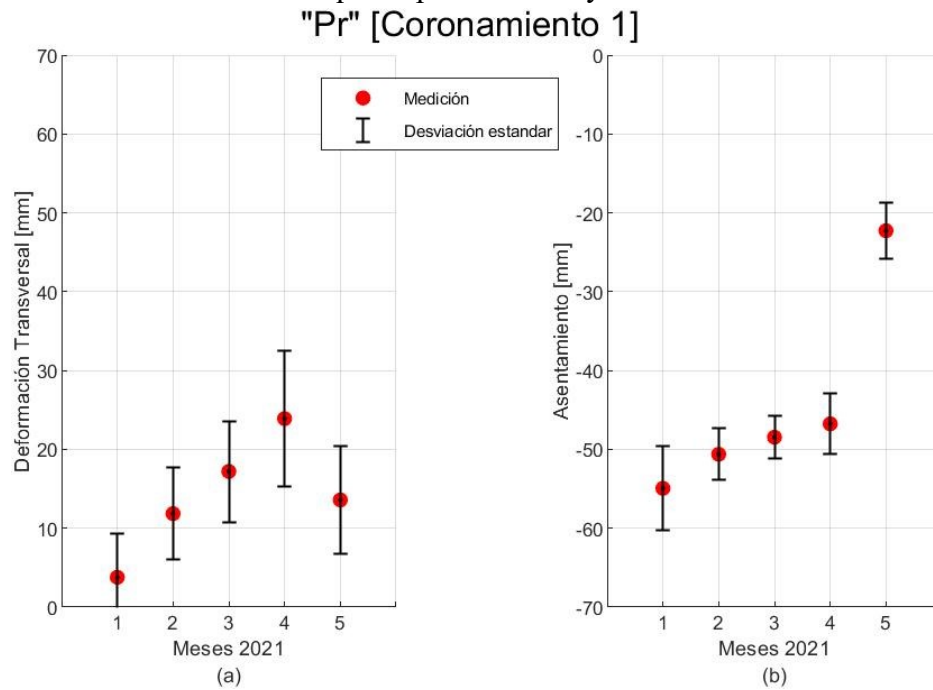


Figura 4-21. Mediciones de los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos

4.3.2. Piezómetros

Se consideró un conjunto de cinco piezómetros de cuerda vibrante ubicados cerca de la sección analizada del muro, como se muestra en la planta de la Figura 4-22-(a). Además, en la Figura 4-22-(b) se presenta el perfil longitudinal de la sección de análisis y las elevaciones de cada uno de los piezómetros utilizados, todos dentro del muro. Estos piezómetros desempeñan un papel fundamental al proporcionar información detallada sobre las presiones de poros desde la construcción del coronamiento y las lamas de la Etapa 1 hasta el desarrollo de la construcción del espaldón de la Etapa 2.

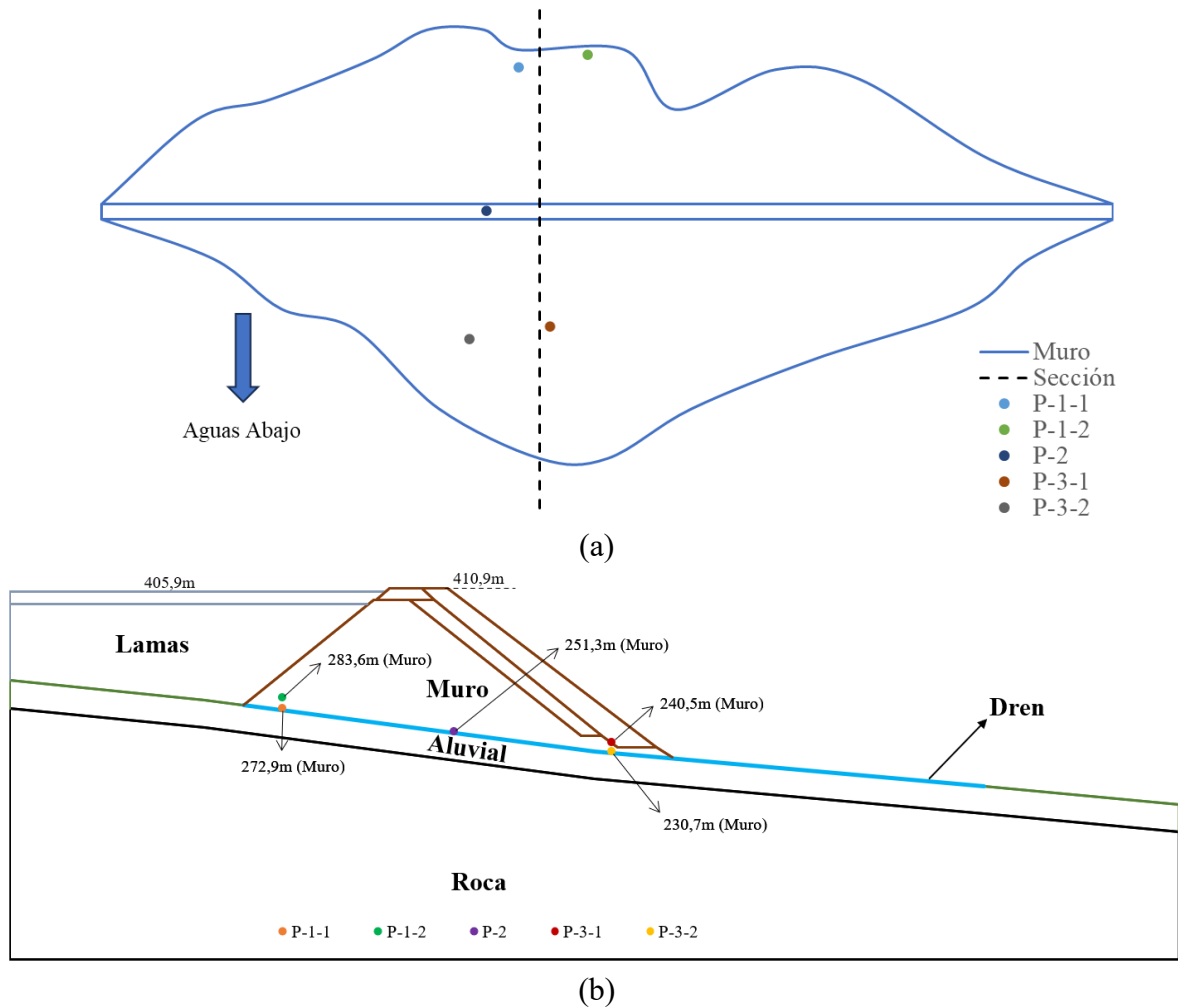


Figura 4-22. Piezómetros de monitoreo en el depósito de relaves: (a) Planta y (b) Perfil longitudinal

Se llevó a cabo un monitoreo continuo de los piezómetros en el depósito de relaves durante un período de 501 días. Este período fue especialmente relevante, ya que coincidió con el momento en que el espaldón de la Etapa 2 alcanzó la misma elevación que el coronamiento de la Etapa 1. Estos datos se pueden comparar con el modelo numérico desde la fase 17 de la Tabla 4-6 hasta la fase 41 de la Tabla 4-7, como también se puede observar en la línea temporal de la Figura 4-8.

Desde la Figura 4-23 hasta la Figura 4-25, se presentan los datos de monitoreo de los cinco (5) piezómetros. Estas figuras muestran líneas azules con la información recopilada durante el monitoreo, que se detalla a continuación: P-1-1 (12.019 datos), P-1-2 (11.984 datos), P-2 (12.009 datos), P-3-1 (11.946 datos) y P-3-2 (11.917 datos). Se registró al menos un dato por hora durante el período de monitoreo. Además, se incluyen líneas rojas para visualizar la desviación estándar de los datos y una línea negra que representa el promedio de los datos, ajustado mediante una poligonal de séptimo grado.

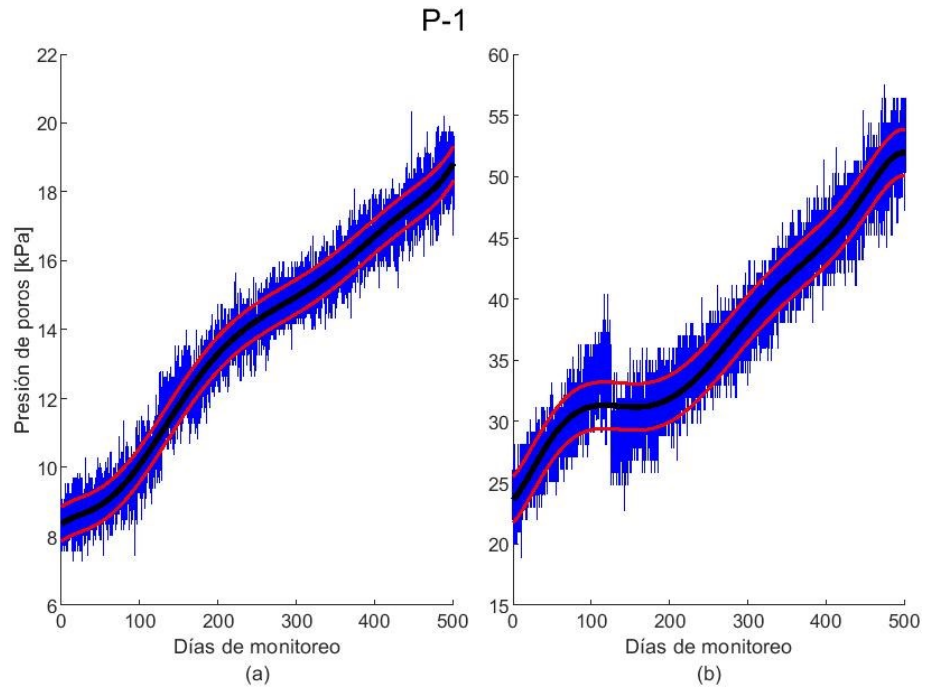


Figura 4-23. Presiones de poros del piezómetro P-1: (a) P-1-1 y (b) P-1-2 en 501 días

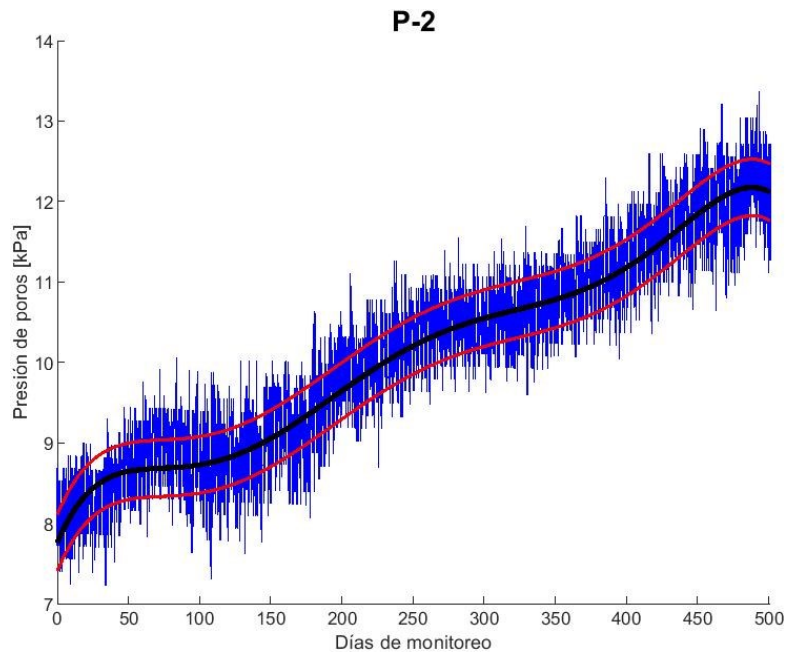


Figura 4-24. Presiones de poros del piezómetro P-2 en 501 días

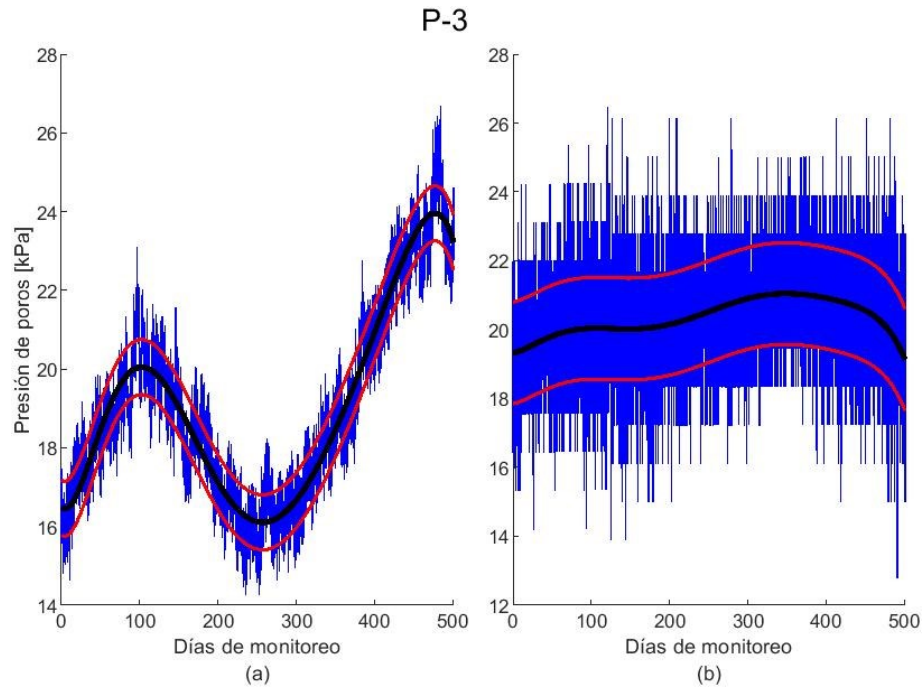


Figura 4-25. Presiones de poros del piezómetro P-3: (a) P-3-1 y (b) P-3-2 en 501 días

Se calcularon los promedios de presiones de poros y varianzas a partir de los piezómetros P-1-1 y P-1-2, denominándose P-1 (Figura 4-24). De la misma forma, se denominó P-3 con la combinación de las mediciones de los piezómetros P-3-1 y P-3-2 (Figura 4-27).

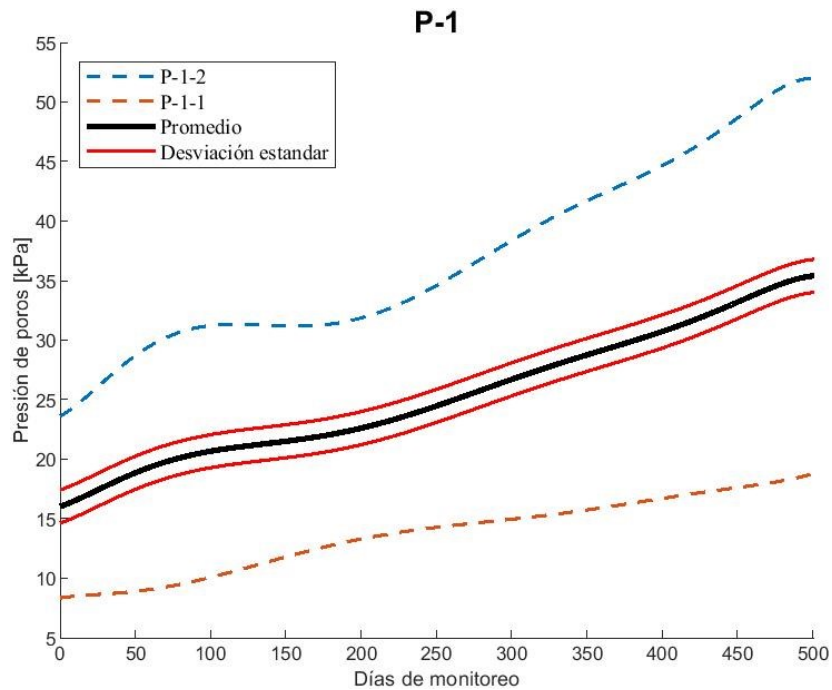


Figura 4-26. Presión de poros promedio del piezómetro P-1

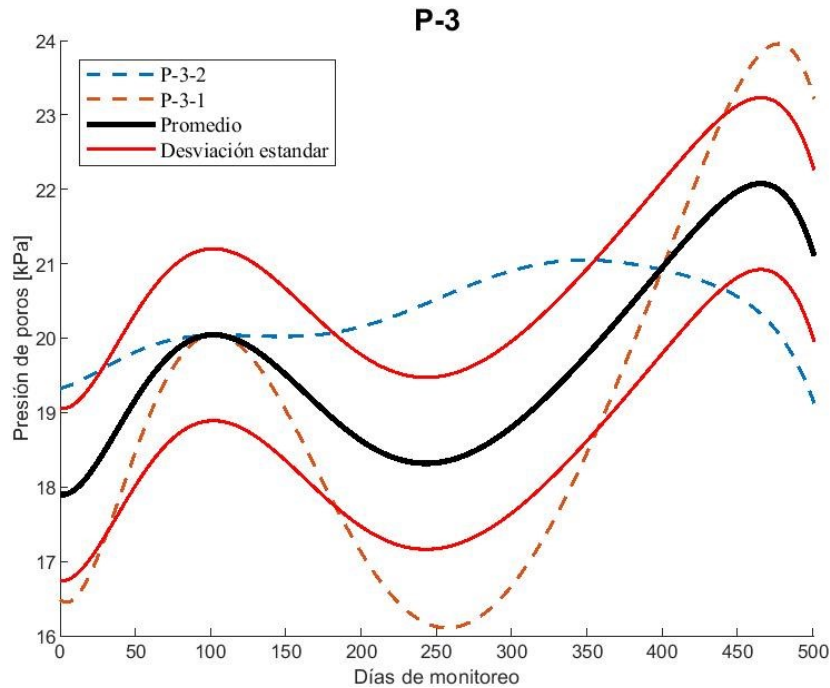


Figura 4-27. Presión de poros promedio del piezómetro P-3

Los datos promedios se dividen en dos categorías. La primera es la presión de poros inicial (día 0), representada en la fase 17 del modelo. La segunda categoría hace referencia al crecimiento de la presión de poros experimentada por cada piezómetro después de los 501 días. Este crecimiento se representa como la diferencia de presiones en las fases 17 y 41 del FEM, lo que permite una comparación directa. Los resultados en detalle se encuentran en la Tabla 4-10 y las fases se pueden ver en la línea temporal de la Figura 4-8. Además, es importante mencionar que las presiones de poros de la tabla cambian el signo debido a que se trabaja con la convención de signos utilizada por el software PLAXIS.

Tabla 4-10. Presiones de poros y varianzas de los piezómetros

	Presión de poros [kPa]			Varianza [$\sigma^2 = kPa^2$]		
	P-1	P-2	P-3	P-1	P-2	P-3
Inicial	16,0	7,8	17,9	1,9	0,12	1,33
Crecimiento en 501 días	19,4	4,4	4,2			

Estas medidas se representan en un modelo de PLAXIS 2D a través de tres puntos (P-1, P-2 y P-3), tal como se mostró en la Figura 4-6. Estos puntos corresponden a los lugares de monitoreo de las presiones de poros. Además, se indican las elevaciones correspondientes a cada uno de los puntos de referencia utilizados en el modelo numérico y su ubicación en la unidad geotécnica correspondiente.

Para visualizar los resultados de la Tabla 4-10, se muestra la Figura 4-28. Además, se incluye la desviación estándar como medida de variabilidad de estas magnitudes.

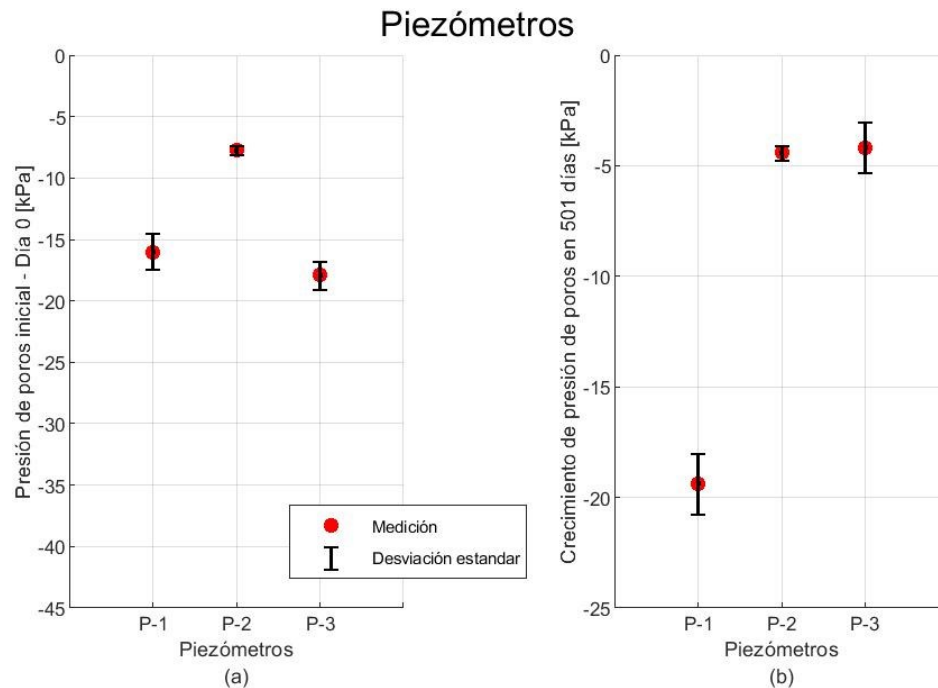


Figura 4-28. Mediciones de los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) Crecimiento de presiones de poros en 501 días

4.4. Análisis de Sensibilidad

Dentro del análisis de sensibilidad, se deben aplicar 2 criterios para identificar los parámetros esenciales a evaluar dentro del análisis inverso.

El primer criterio se base en la ecuación (3-9), que compara el residual cuadrado estructurado inicial [ecuación (3-7)], utilizando los parámetros iniciales del modelo establecidos en la Tabla 4-3 y los puntos de referencia mostrados en la Figura 4-6, con la varianza global estructurada [ecuación (3-8)].

La Tabla 4-11 muestra que todos los residuos son considerados esenciales, ya que todos los $SSR_i^{inicial}$ son mayores que las SGV_i como se explicó previamente en la Figura 3-2.

Tabla 4-11. Comparación del SSR_i^{ini} con la SGV_i

Instrumentos	$SGV_i [mm^2]$	$SSR_i^{inicial} [mm^2]$	$SSR_i^{inicial} > SGV_i$
Def. Transv. Pr – Mes 1	30,3	1.193,0	SI
Asentamiento Pr – Mes 1	28,8	320,9	SI
Def. Transv. Pr – Mes 2	34,5	1.291,7	SI

Asentamiento Pr – Mes 2	10,5	21,3	SI
Def. Transv. Pr – Mes 3	40,9	1.713,7	SI
Asentamiento Pr – Mes 3	7,2	48,1	SI
Def. Transv. Pr – Mes 4	74,8	1.890,8	SI
Asentamiento Pr – Mes 4	15,0	395,2	SI
Def. Transv. Pr – Mes 5	46,1	761,3	SI
Asentamiento Pr – Mes 5	12,7	553,8	SI
Instrumentos	$SGV_i [kPa^2]$	$SSR_i^{inicial} [kPa^2]$	$SSR_i^{inicial} > SGV_i$
P-1 Inicial	1,9	691,2	SI
Crecimiento en 501 días de P-1	1,9	263,9	SI
P-2 Inicial	0,12	304,6	SI
Crecimiento en 501 días de P-2	0,12	6,6	SI
P-3 Inicial	1,33	69,1	SI
Crecimiento en 501 días de P-3	1,33	11,3	SI

Las deformaciones y presiones de poros se pueden ver en la Tabla 4-12 y en la Figura 4-29 y Figura 4-30. Se observa que ninguno de los valores predichos se encuentra dentro del rango de desviación estándar del monitoreo. Por lo tanto, todos los residuos se consideran esenciales y se procede al segundo filtro del análisis de sensibilidad.

Tabla 4-12. Comparación de monitoreo con predicción inicial

Instrumentos	Monitoreo [mm]	Predicción inicial [mm]
Def. Transv. Pr – Mes 1	3,8	38,2
Asentamiento Pr – Mes 1	-54,9	-36,9
Def. Transv. Pr – Mes 2	11,9	47,4
Asentamiento Pr – Mes 2	-50,6	-45,8
Def. Transv. Pr – Mes 3	17,2	58,6
Asentamiento Pr – Mes 3	-48,5	-55,6
Def. Transv. Pr – Mes 4	23,9	67,2
Asentamiento Pr – Mes 4	-46,8	-66,6
Def. Transv. Pr – Mes 5	13,6	42,0
Asentamiento Pr – Mes 5	-22,3	-46,5
Instrumentos	Monitoreo [kPa]	Predicción inicial [kPa]
P-1 Inicial	-16,0	-42,3
Crecimiento en 501 días de P-1	-19,4	-3,1
P-2 Inicial	-7,8	-25,2
Crecimiento en 501 días de P-2	-4,4	-1,8
P-3 Inicial	-17,9	-26,2
Crecimiento en 501 días de P-3	-4,2	-0,8

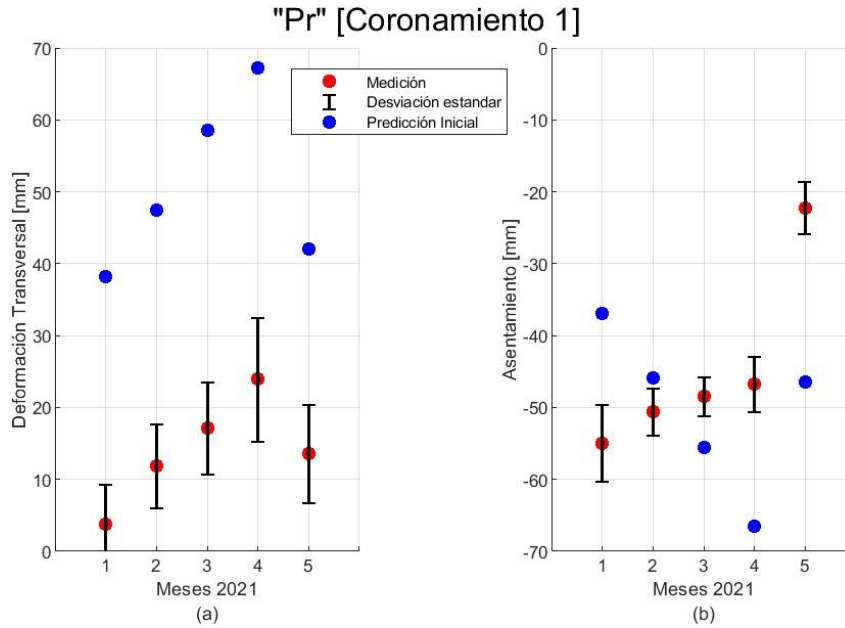


Figura 4-29. Comparación en los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos, entre mediciones y predicción inicial

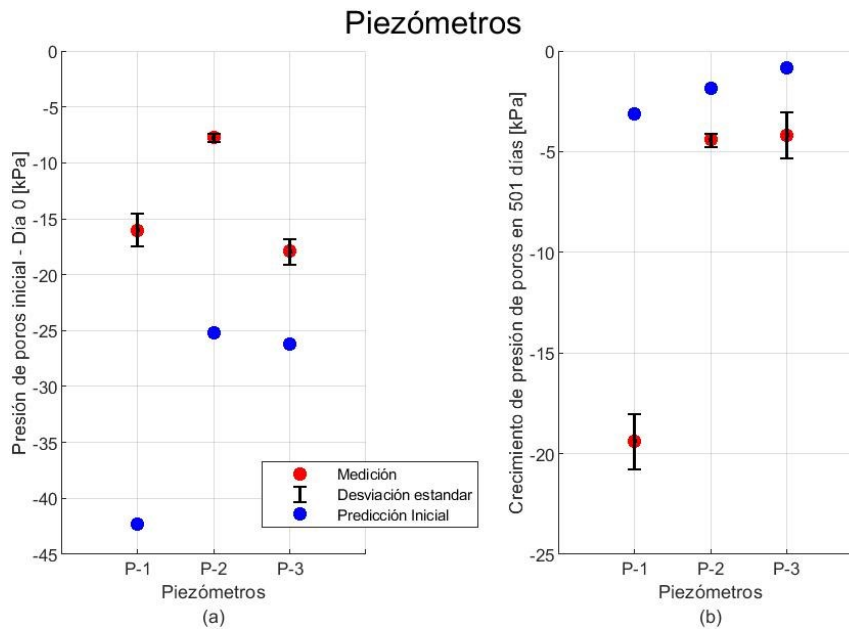


Figura 4-30. Comparación en los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días, entre mediciones y predicción inicial

Para el segundo criterio, se debe evaluar el ΔSSR_i utilizando la ecuación (3-10) en todos los instrumentos de monitoreo, dado que todos presentan residuos esenciales.

La Tabla 4-13 muestra el espacio de búsqueda establecido para cada uno de los parámetros considerados con incertidumbre y se detallan los valores utilizados en la Tabla 4-14. Estos rangos se establecieron siguiendo las recomendaciones de Ameratunga et al. (2016) en base a los coeficientes de variación y, en algunos casos, se ampliaron en base a las recomendaciones de la empresa IG, que cuenta con experiencia en el campo.

Tabla 4-13. Espacio de búsqueda de los parámetros

Material	Parámetro		Límite	
	Variable [Unidad]	Valor inicial	Inferior	Superior
Muro	γ_d [kN/m^3]	20	$\gamma_d - 2$	$\gamma_d + 2$
	γ_{sat} [kN/m^3]	22	$\gamma_{sat} - 2$	$\gamma_{sat} + 2$
	OCR [-]	1	1	3
	E_{50}^{ref} [MPa]	40	$E_{50}^{ref} / 4$	$4 \cdot E_{50}^{ref}$
	ϕ' [°]	38	$\phi' - 6$	$\phi' + 8$
	$\gamma_{0.7}$ [-]	$3 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$
	Ω [%]	10	$\Omega - 3$	$\Omega + 3$
	k_x [m/s]	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$
Aluvial	κ [-]	1	$\kappa / 4$	$4 \cdot \kappa$
	E_{50}^{ref} [MPa]	40	$E_{50}^{ref} / 4$	$4 \cdot E_{50}^{ref}$
	ϕ' [°]	38	$\phi' - 6$	$\phi' + 8$
	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-5}$
Roca	κ [-]	1	$\kappa / 4$	$4 \cdot \kappa$
	k_x [m/s]	$5,0 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-6}$
Dren	κ [-]	1	$\kappa / 4$	$4 \cdot \kappa$
	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-4}$
Lamas	κ [-]	1	$\kappa / 4$	$4 \cdot \kappa$
	E_{50}^{ref} [MPa]	4	$E_{50}^{ref} / 4$	$4 \cdot E_{50}^{ref}$
	ϕ' [°]	31	$\phi' - 7$	$\phi' + 9$
	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-7}$

Tabla 4-14. Parámetros utilizados durante el análisis de sensibilidad

Material	Parámetro	Valores evaluados					
Muro	γ_d [kN/m^3]	18	19	20	21	22	—
	γ_{sat} [kN/m^3]	20	21	22	23	24	—
	OCR [-]	1	1,5	2,0	2,5	3,0	—
	E_{50}^{ref} [MPa]	10	40	48	85	120	160
	ϕ' [°]	32	36	38	39	43	46

	$\gamma_{0.7}$ [-]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$5,5 \cdot 10^{-5}$	$7,8 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$
	Ω [%]	7,0	8,5	10,0	11,5	13,0	—
	k_x [m/s]	$8,0 \cdot 10^{-6}$	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$5,6 \cdot 10^{-5}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$	—
	κ [-]	0,25	1,0	1,2	2,1	3,1	4,0
Aluvial	E_{50}^{ref} [MPa]	10	40	48	85	120	160
	φ' [°]	32	36	38	39	43	46
	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$5,8 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-5}$
	κ [-]	0,25	1,0	1,2	2,1	3,1	4,0
Roca	k_x [m/s]	$5,0 \cdot 10^{-8}$	$2,9 \cdot 10^{-7}$	$5,0 \cdot 10^{-7}$	$5,3 \cdot 10^{-7}$	$7,6 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-6}$
	κ [-]	0,25	1,0	1,2	2,1	3,1	4,0
Dren	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$5,8 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$
	κ [-]	0,25	1,0	1,2	2,1	3,1	4,0
Lamas	E_{50}^{ref} [MPa]	1	4	4,8	8,5	12	16
	φ' [°]	24	28	31	32	36	40
	k_x [m/s]	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$5,8 \cdot 10^{-8}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$	$2,0 \cdot 10^{-7}$
	κ [-]	0,25	1,0	1,2	2,1	3,1	4,0

En la Figura 4-31 se logra observar como el peso unitario seco del Muro es considerado como parámetro de mejora esencial, debido a que en la deformación transversal del mes 1 presenta un valor de ΔSSR_i mayor que su SGV_i . Esta condición se puede visualizar cuando la línea azul (SSR_i) se encuentra por debajo de la recta verde (SGV_i), como se explicó previamente en la Figura 3-3. En el ANEXO B (sección 0), se detallan las evaluaciones donde todos los parámetros son clasificados como parámetros de mejora esencial.

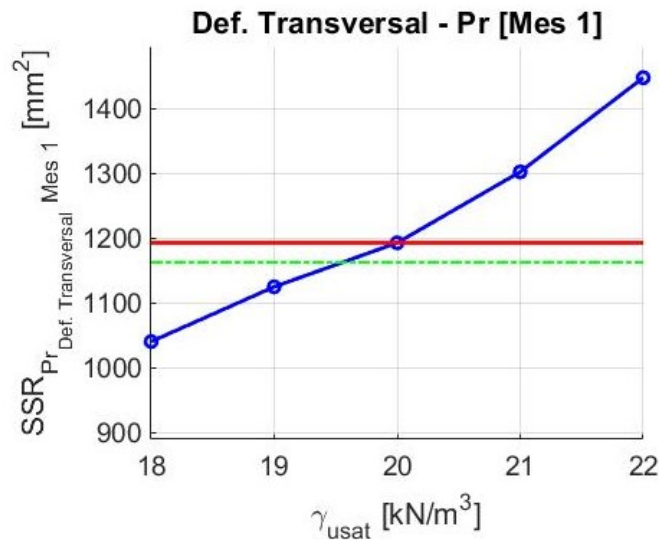


Figura 4-31. Análisis de sensibilidad del parámetro esencial de mejora en el peso unitario seco del Muro para el mes 1 de la deformación transversal en el prisma (Pr)

No obstante, debido al elevado costo computacional asociado al análisis inverso de los 21 parámetros, se decide reducir la cantidad de parámetros y asignarles una categorización en función de su importancia en la mejora general de la predicción. De esta manera, se calcula un promedio de los resultados obtenidos a partir del conjunto de instrumentos evaluados, que incluyen prismas y piezómetros. Dicho promedio se representa como la Mejora Promedio del Residual Cuadrático Estructurado (SMSRI, Structured Mean Squared Residual Improvement):

$$SMSRI = \frac{\sum \frac{(SSR_i - SSR_i^{inicial})}{SGV_i}}{n} \quad (4-8)$$

Donde, SSR_i es el residual cuadrado estructurado para el instrumento i , $SSR_i^{inicial}$ es el residual cuadrado estructurado inicial del instrumento utilizando los parámetros iniciales, SGV_i es la varianza global estructurada de cada instrumento i y n es el número total de instrumentos puntuales ($n = 16$).

Por lo tanto, si la ecuación (4-8) arroja un valor negativo [$SMSRI < 0$], indica una mejora promedio del residual cuadrático estructurado. Esta categorización es necesaria para seleccionar los parámetros más relevantes del modelo y realizar su actualización.

En la Figura 4-32, se presenta la evaluación del $SMSRI$ en el parámetro E_{50} del Aluvial, donde se obtiene un valor mínimo de $SMSRI = -67,6$ cuando $E_{50} = 120MPa$. Este valor se utiliza en la categorización de cada uno de los parámetros.

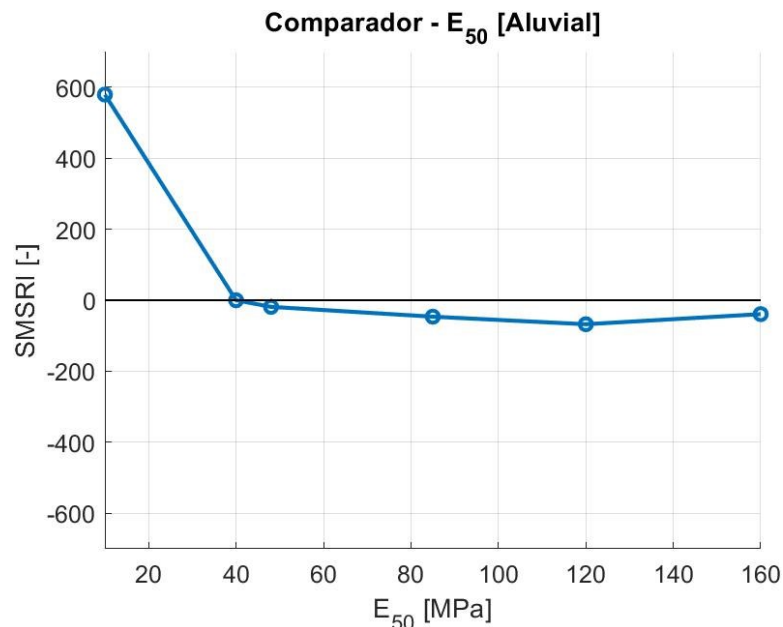


Figura 4-32. Análisis de SMSRI en el parámetro E_{50} del Aluvial

En el ANEXO C (sección 0), se presenta la evaluación del $SMSRI$ en todos los parámetros.

La Tabla 4-15, por su parte, muestra la categorización de cada uno a estos parámetros a partir del $SMSRI_{min}$.

Tabla 4-15. Orden de importancia de los parámetros según la SMSRI en el modelo

Orden	Parámetro	$SMSRI_{min}$
1	k_x – Dren	-2.790,4
2	k_x – Aluvial	-2.746,8
3	k_x – Roca	-2.708,8
4	κ – Lamas	-2.611,7
5	k_x – Lamas	-1.935,9
6	k_x – Muro	-1.712,1
7	κ – Muro	-289,9
8	κ – Roca	-212,7
9	E_{50} – Muro	-122,0
10	$\gamma_{0.7}$ – Muro	-98,8
11	E_{50} – Lamas	-95,4
12	κ – Dren	-87,3
13	κ – Aluvial	-81,4
14	E_{50} – Aluvial	-67,6
15	Ω – Muro	-51,4
16	γ_{usat} – Muro	-50,4
17	φ' – Muro	-14,2
18	φ' – Aluvial	-10,6
19	φ' – Lamas	-6,6
20	OCR – Muro	-1,9
21	γ_{sat} – Muro	-0,9

De los cuales los primeros 11 parámetros son considerados para el análisis inverso, lo que asegura que más de la mitad de los parámetros considerados inicialmente como parámetros de mejora esencial estén incluidos, garantizando una amplia cobertura de parámetros en el análisis inverso.

4.5. Análisis Inverso

Dentro de esta metodología, se utiliza el AG como método de optimización, utilizando MATLAB debido a que el software presenta herramientas de optimización. La interacción entre MATLAB y PLAXIS 2D se realizó a través de Python, permitiendo la conexión de dos softwares comerciales ampliamente conocidos mediante uno de los lenguajes de programación más utilizados a nivel mundial.

Para el desarrollo de la metodología, se establecieron ciertos parámetros de control del AG, que incluyen el tamaño de la población, la selección de padres, el cruce, la mutación y el criterio de detención. Se definió un tamaño de población de 8 individuos por cada parámetro esencial (11 parámetros), lo que genera una población de 88 individuos. Se realizó una migración del 20% de la población, donde los padres representan el 10% y se utiliza un criterio de selección elitista. Se aplicó una fracción de cruce aleatorio del 80%. Además, se implementó una función de mutación que introduce pequeños cambios aleatorios en los individuos de la población, lo cual aporta diversidad genética y permite que el algoritmo genético explore un espacio más amplio de soluciones.

Como criterio de detención del algoritmo genético, se establece que Δ_{STOP} , definido en la ecuación (4-9), debe mantener una diferencia inferior al 3% durante tres generaciones consecutivas.

$$\Delta_{STOP} = \frac{J_{Padres}^{ave} - J_{Total}^{min}}{J_{Padres}^{ave}} \cdot 100[\%] \quad (4-9)$$

Δ_{STOP} representa la diferencia porcentual entre el promedio de los padres de la función objetivo total (J_{Padres}^{ave}) y el valor mínimo de la función objetivo total (J_{Total}^{min}). En este caso, el criterio de detención se logra en la generación 12, como se puede observar en la Tabla 4-16 y la Figura 4-33.

Tabla 4-16. Convergencia de la función objetivo

Generación	J_{Total}^{min}	J_{Padres}^{ave}	J_{Total}^{ave}	Δ_{STOP}
0	492,8	936,7	17.682,9	47,4%
1	488,2	580,9	13.824,2	16,0%
2	487,7	502,1	8.383,6	2,9%
3	300,2	444,5	6.705,8	32,5%
4	277,7	368,1	4.272,8	24,6%
5	277,3	349,1	4.221,9	20,5%
6	278,5	289,5	4.259,4	3,8%
7	266,7	277,4	2.425,9	3,8%
8	207,8	256,5	2.503,3	19,0%
9	205,0	230,0	1.921,2	10,9%
10	206,1	207,4	1.232,7	0,7%
11	198,2	203,8	1.316,9	2,8%
12	195,7	198,7	287,4	1,5%

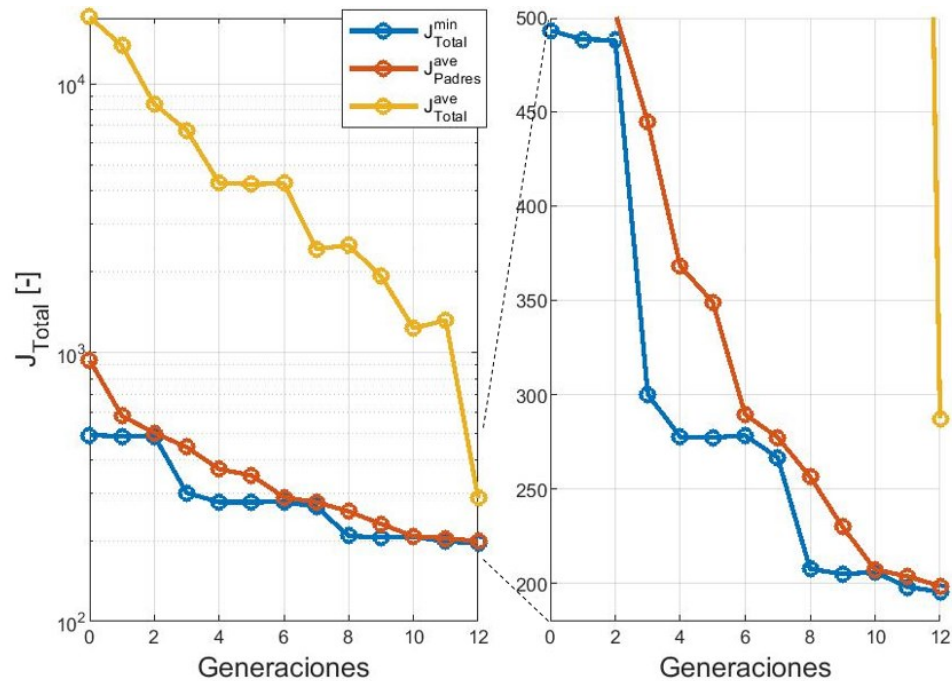


Figura 4-33. Convergencia de la función objetivo

Es importante destacar que la evaluación de diferentes combinaciones de parámetros durante el AG no siempre conduce a la convergencia del modelo. En algunos casos, el modelo de elementos finitos no logra alcanzar el equilibrio. Estas corridas no se consideran dentro del análisis inverso, por lo que no todas las generaciones contienen una población de 88 individuos, sino que se obtienen poblaciones más pequeñas debido a la convergencia del modelo.

La Figura 4-34 muestra la convergencia de la función objetivo total (J_{Total}), que considera la combinación del prisma y los 3 piezómetros del modelo, donde la función objetivo inicial total (J_{Total}^{ini}) es igual a 3.329,6. A su vez, desde la Figura 4-35 hasta la Figura 4-38 se muestran los resultados de J para cada uno de los instrumentos. Todos los puntos son los valores obtenidos de J en cada una de las generaciones, la recta azul representa el valor de J obtenido con los valores iniciales del modelo [Tabla 4-3], mientras que la línea verde muestra la evolución del valor mínimo de la función objetivo total (J_{Total}^{min}) en cada generación.

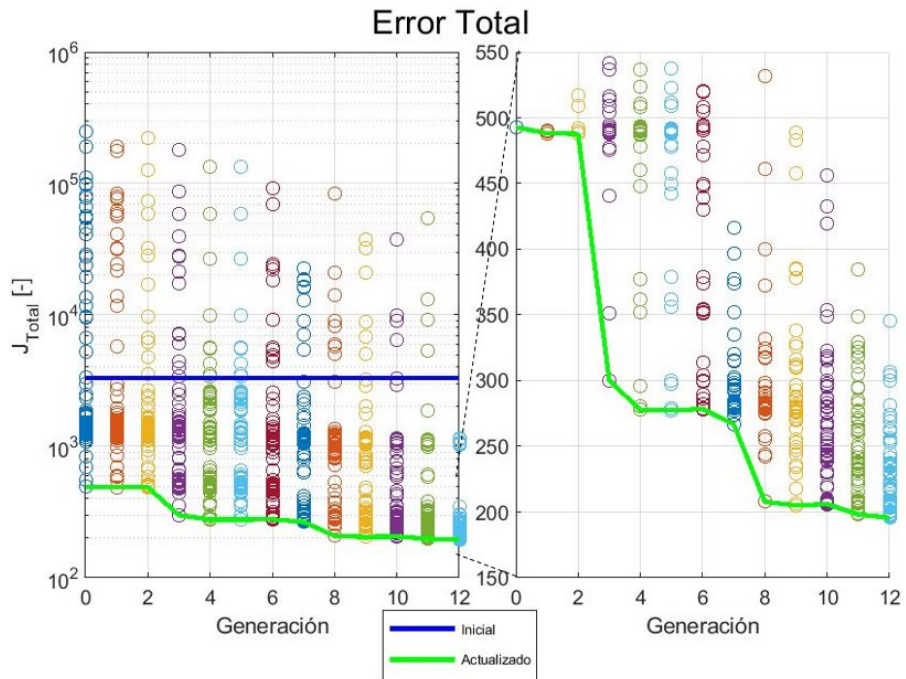


Figura 4-34. Convergencia de la función objetivo para todas las medidas

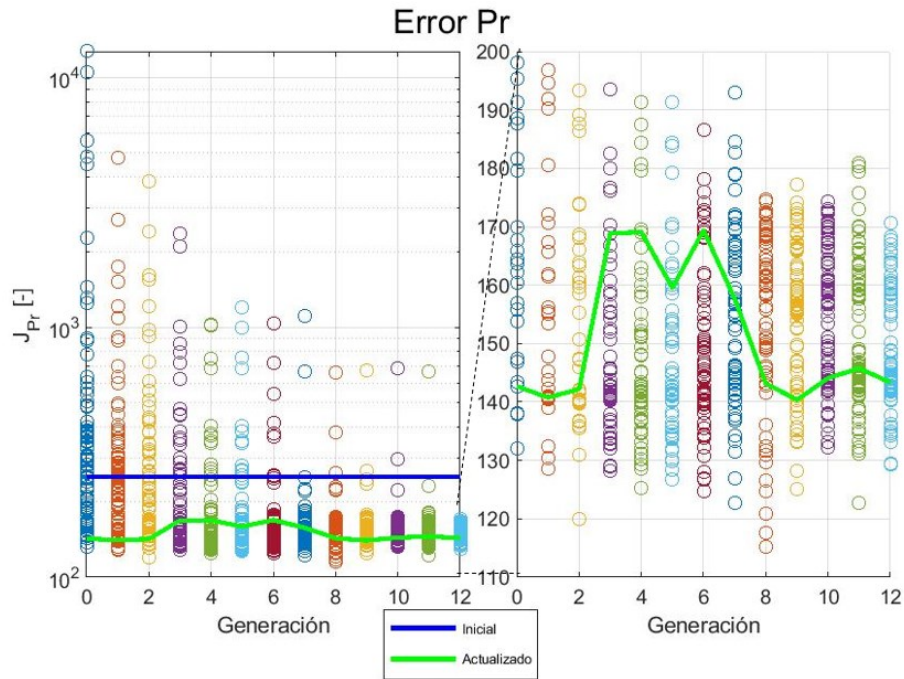


Figura 4-35. Convergencia de la función objetivo para las medidas de prisma

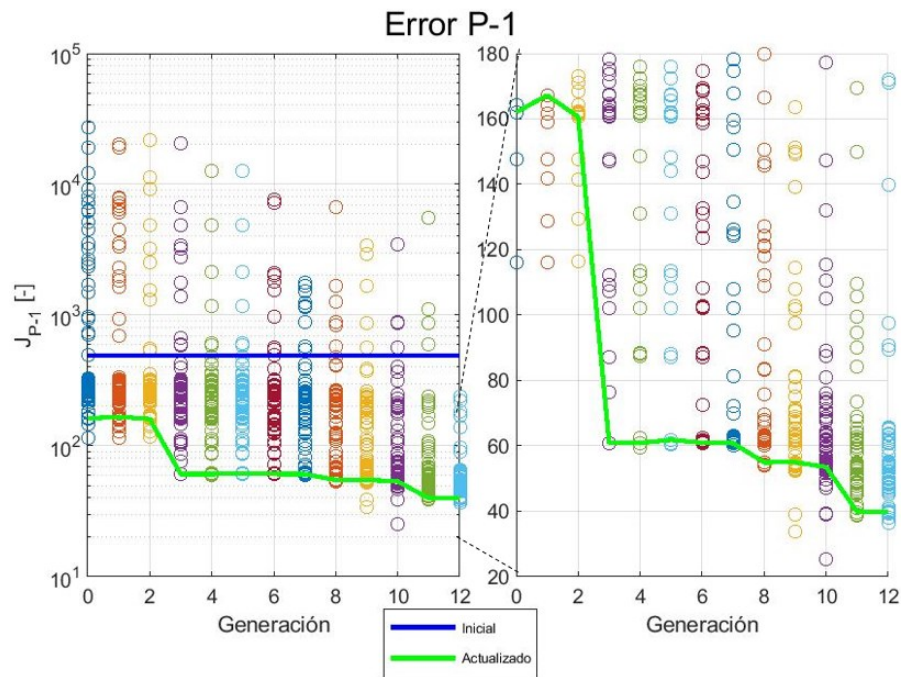


Figura 4-36. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-1

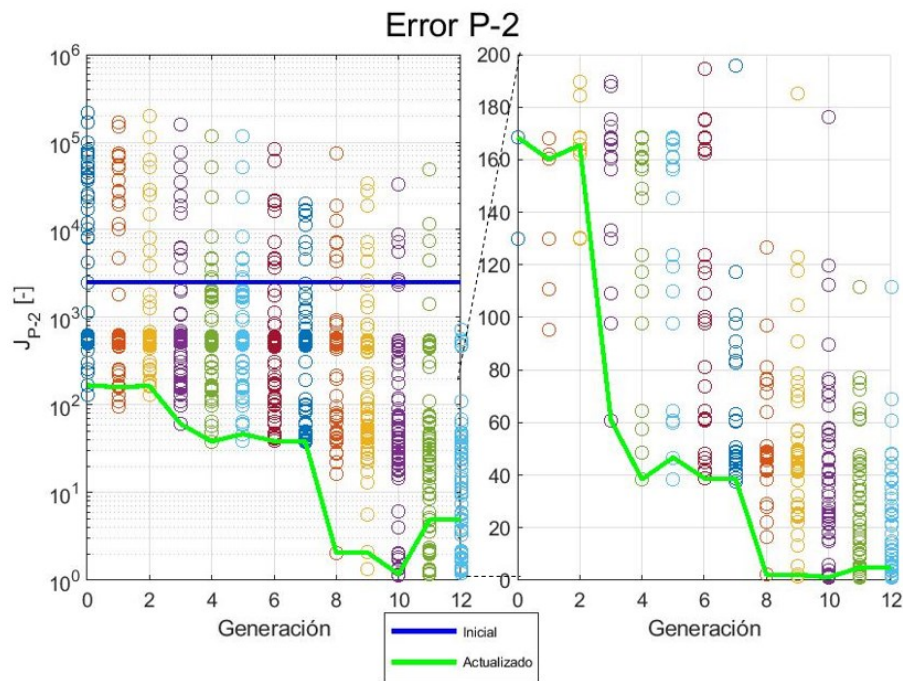


Figura 4-37. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-2

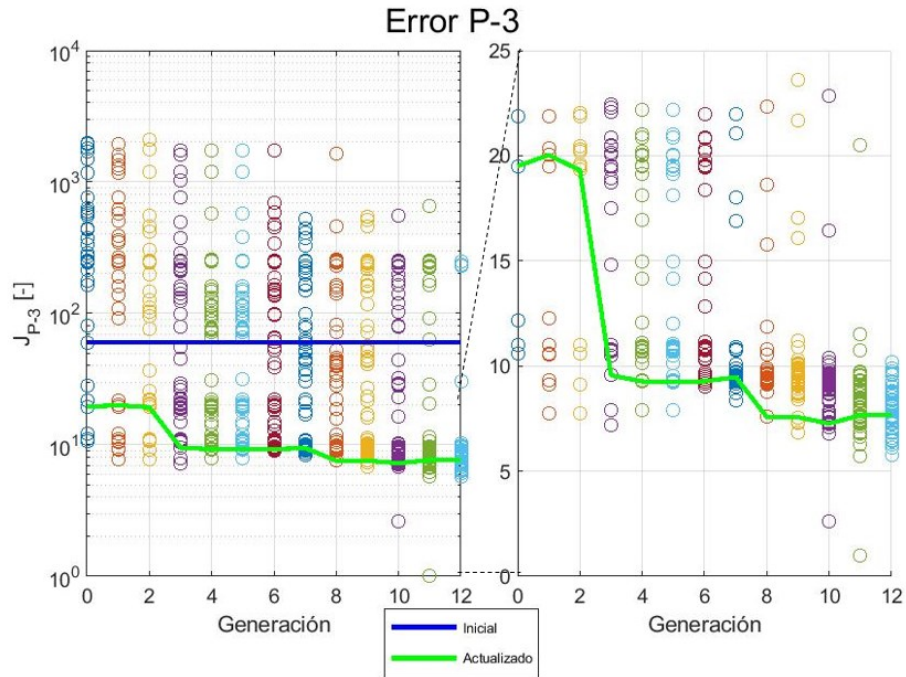


Figura 4-38. Convergencia de la función objetivo para el piezómetro P-3

Es importante resaltar que, aunque la línea verde representa el valor J_{Total}^{min} , esto no implica que sea el menor valor de J para cada instrumento. Se demuestra que, si se realizara un análisis inverso con los instrumentos de forma independiente, se obtendría una combinación de parámetros diferente para cada instrumento. Sin embargo, se observa que a medida que pasan las generaciones, la metodología tiende a obtener los menores valores de J de cada instrumento. Aunque esta tendencia no es tan clara en el caso del prisma, sí se observa una tendencia a la disminución en todos los piezómetros.

Desde la Figura 4-39 hasta la Figura 4-49 se muestra la evolución de los 11 parámetros considerados para la optimización. La recta azul representa el valor inicial del parámetro, mientras que la línea verde muestra el valor actualizado del parámetro en cada generación, correspondiente a J_{TOTAL}^{min} . Los histogramas de los parámetros demuestran una de las grandes ventajas del algoritmo genético, ya que, a pesar de mostrar una posible convergencia en algunos parámetros, a medida que avanzan las generaciones, estos parámetros pueden evolucionar y lograr un mejor conjunto de parámetros que se acerque a las mediciones.

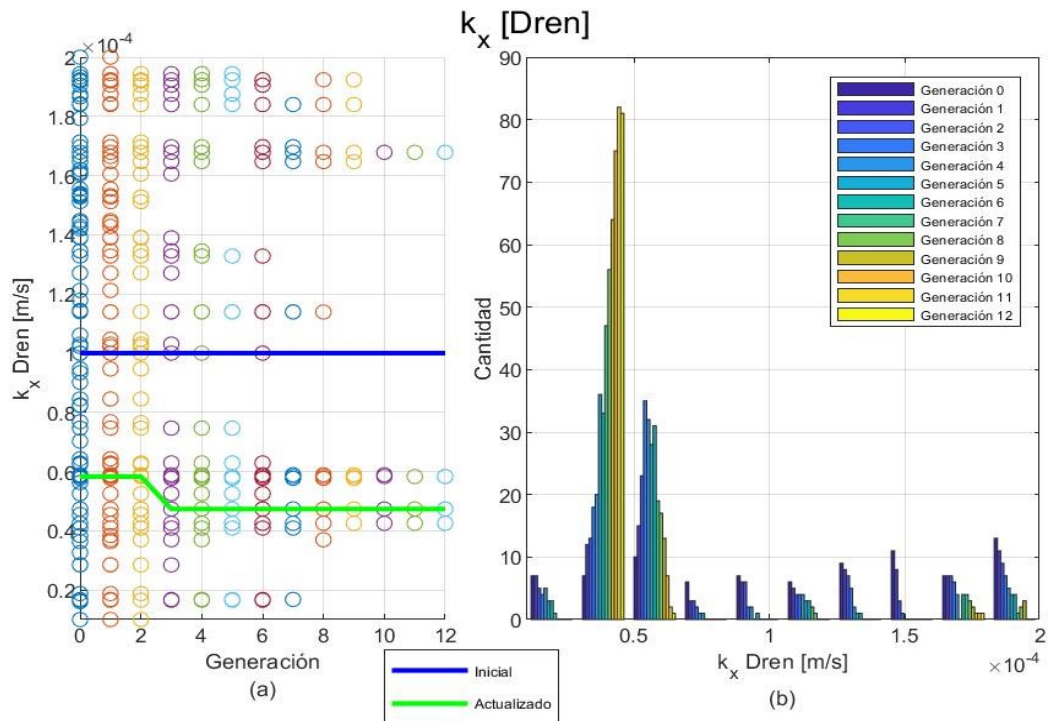


Figura 4-39. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Dren (a) Evolución del AG y (b) Histograma

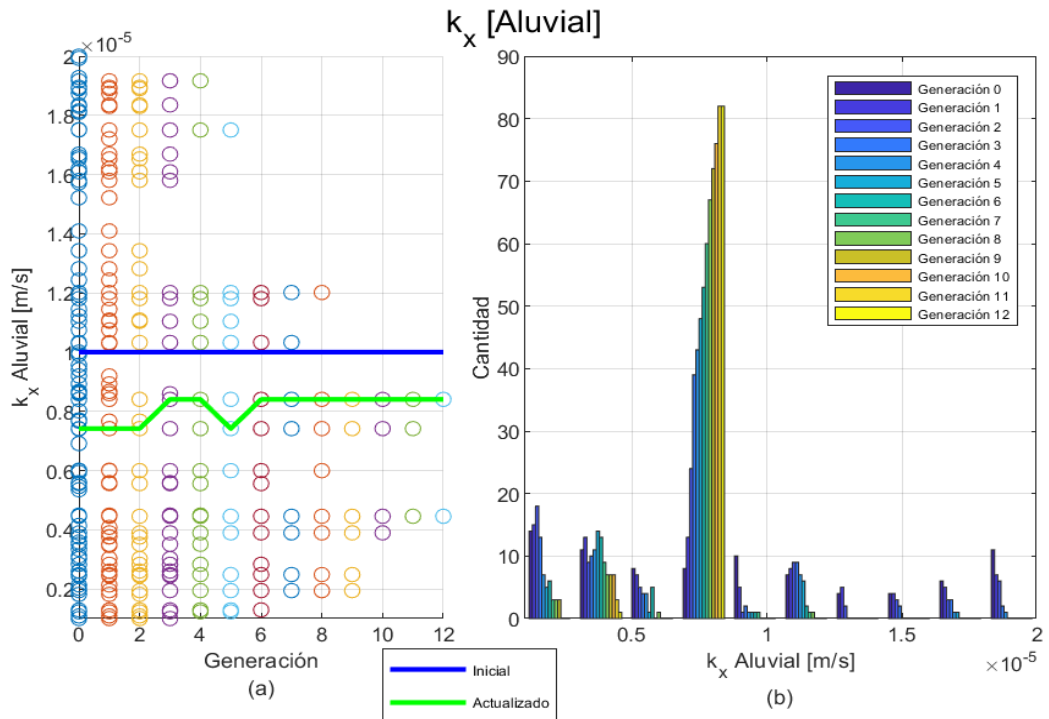


Figura 4-40. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Aluvial (a) Evolución del AG y (b) Histograma

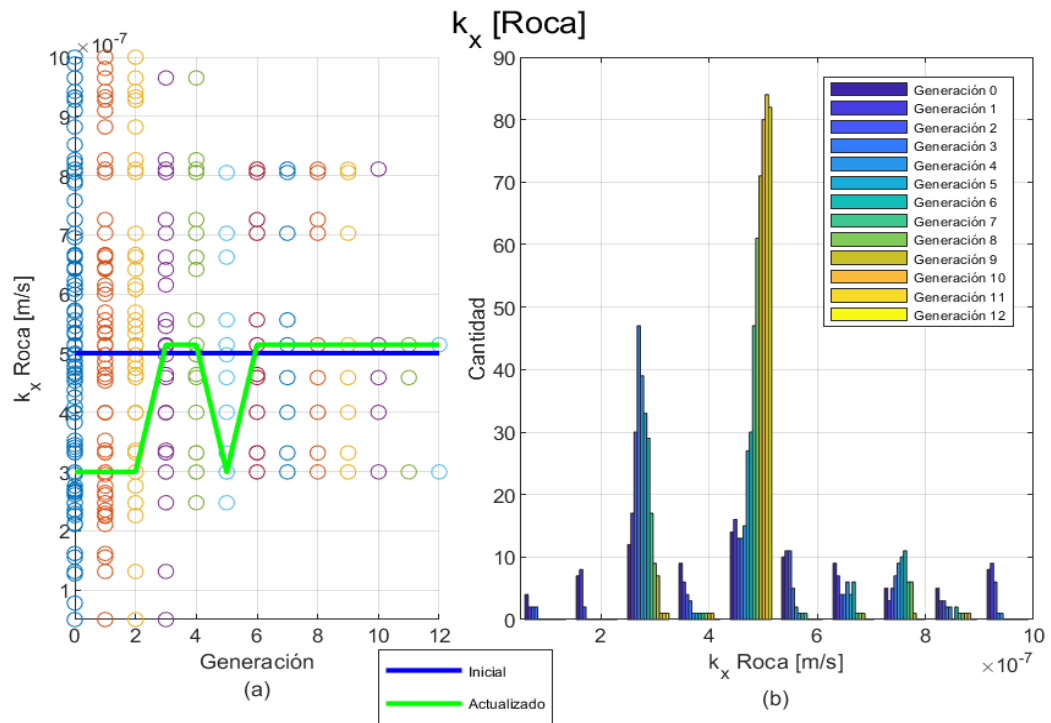


Figura 4-41. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” de la Roca (a) Evolución del AG y (b) Histograma

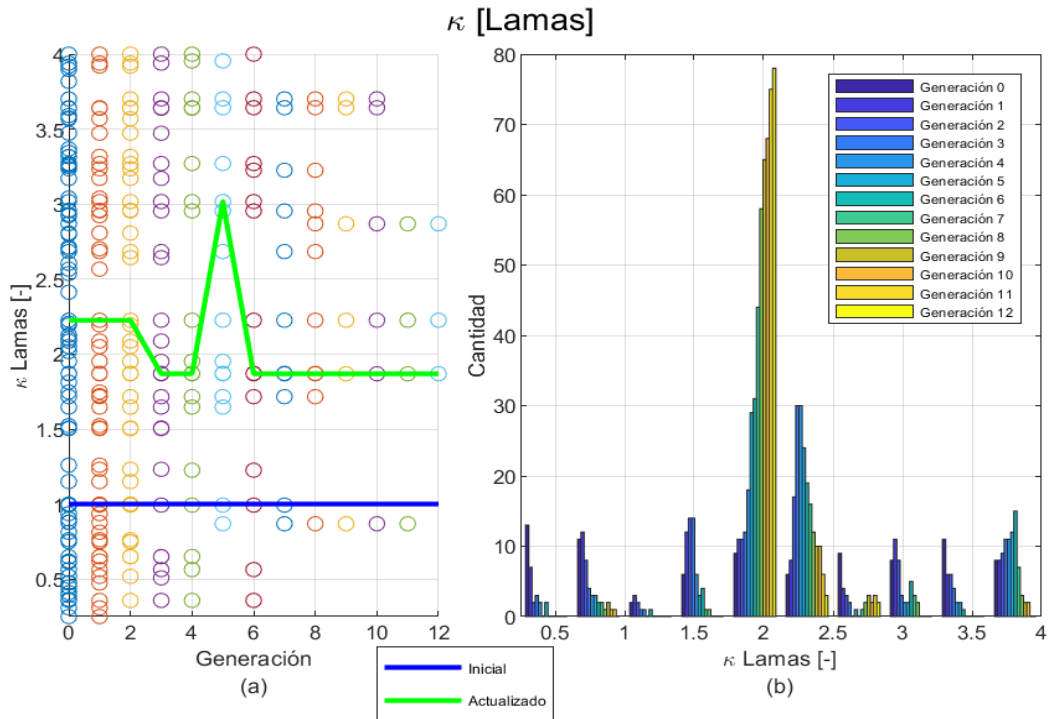


Figura 4-42. Actualización de la variable κ de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma

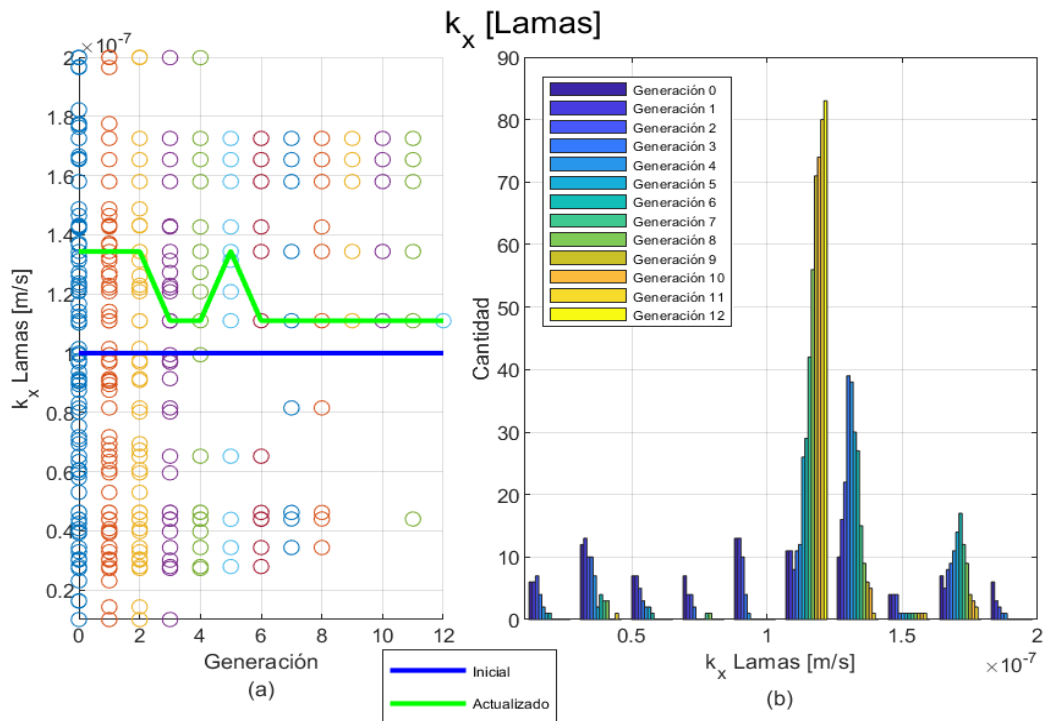


Figura 4-43. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma

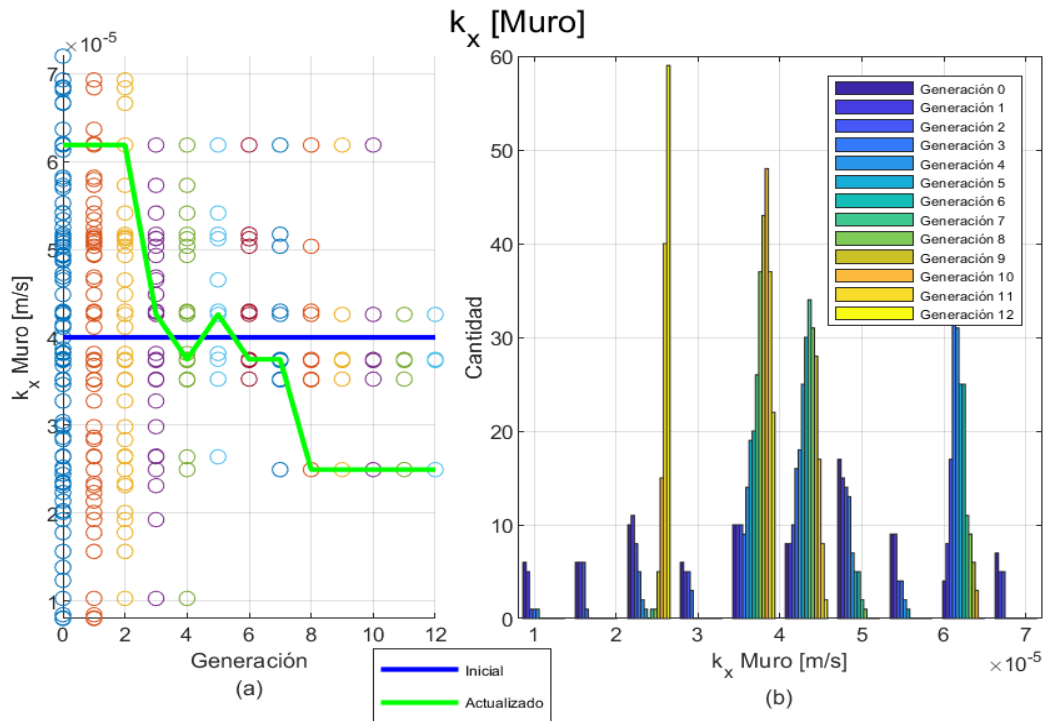


Figura 4-44. Actualización de la permeabilidad en dirección “x” del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma

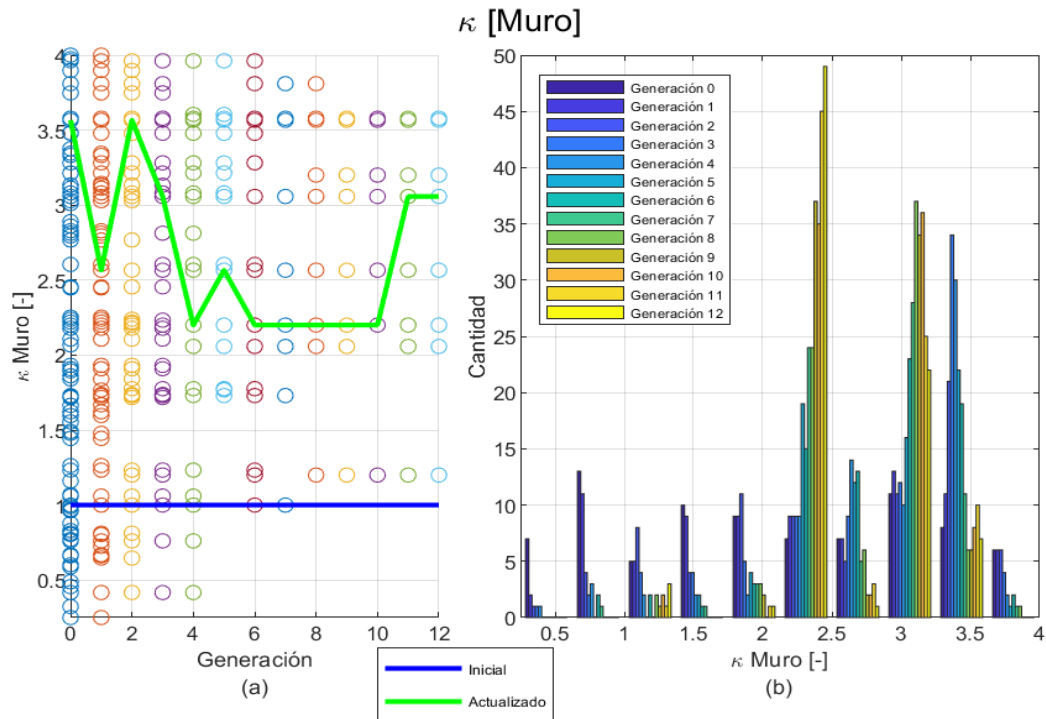


Figura 4-45. Actualización de la variable κ del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma

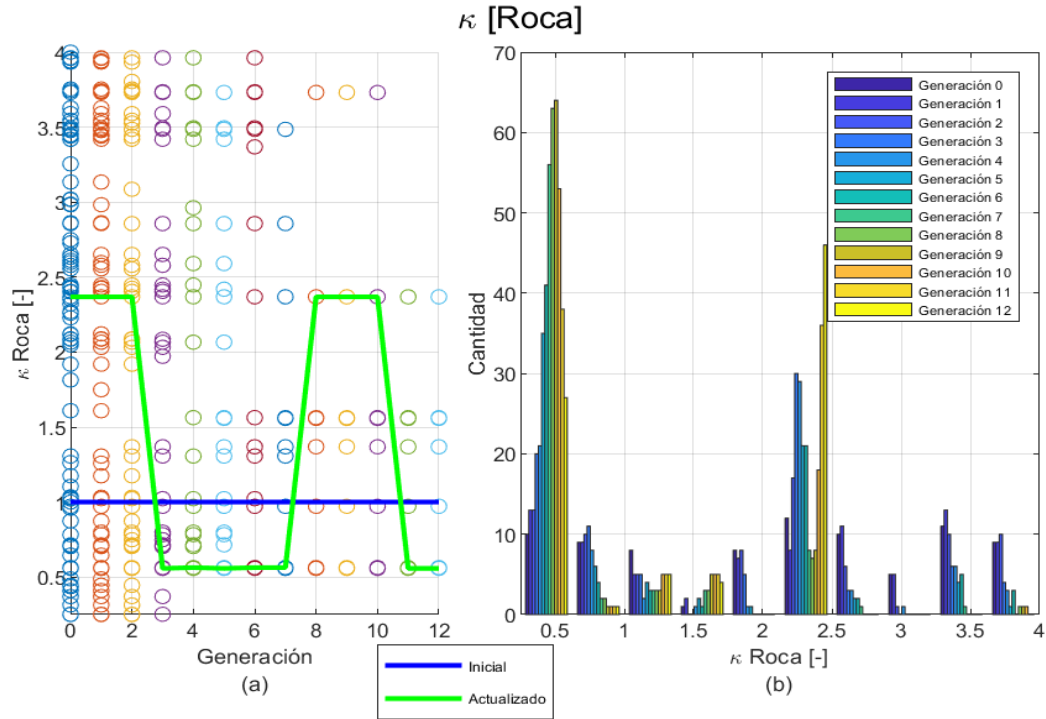


Figura 4-46. Actualización de la variable κ de la Roca (a) Evolución del AG y (b) Histograma

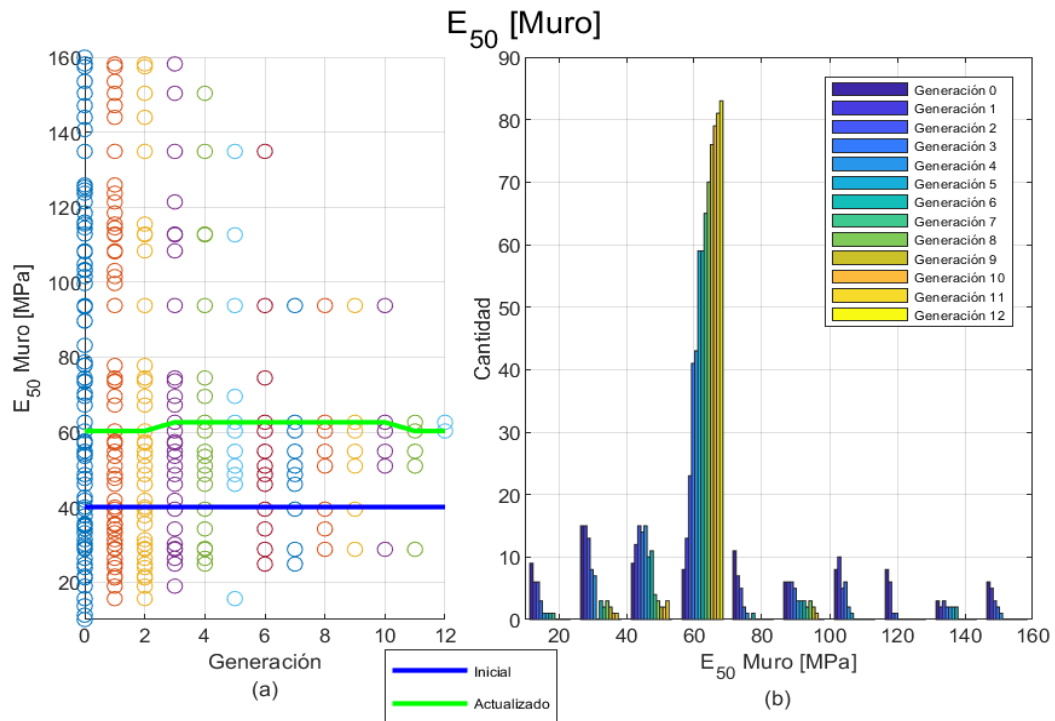


Figura 4-47. Actualización del parámetro E_{50} del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma

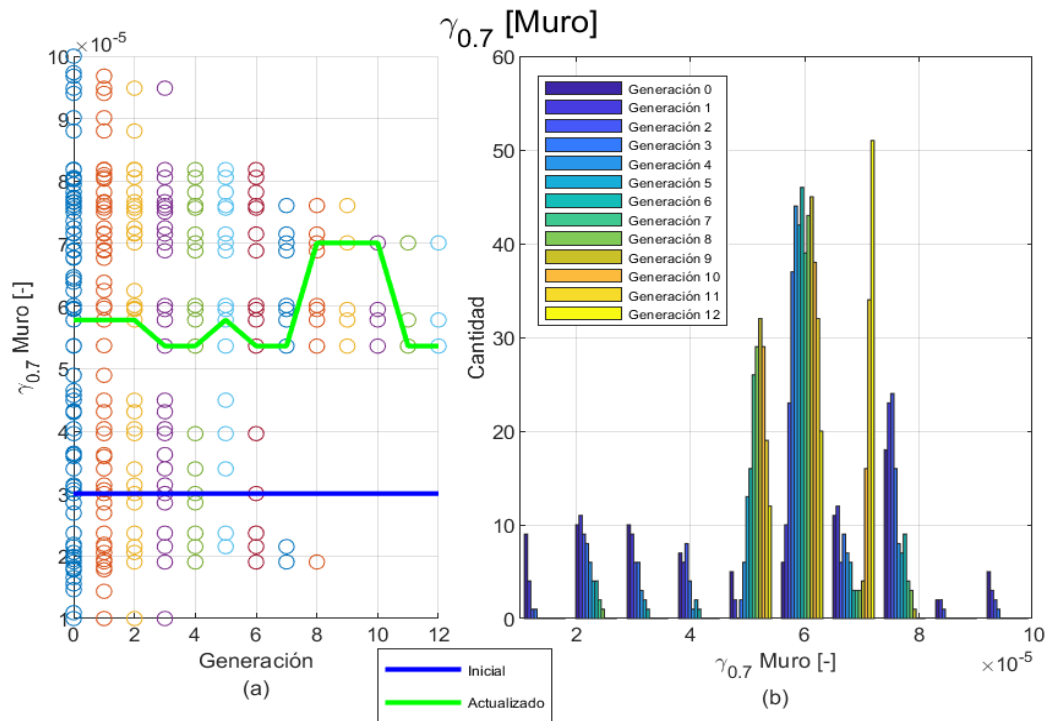


Figura 4-48. Actualización del parámetro $\gamma_{0.7}$ del Muro (a) Evolución del AG y (b) Histograma

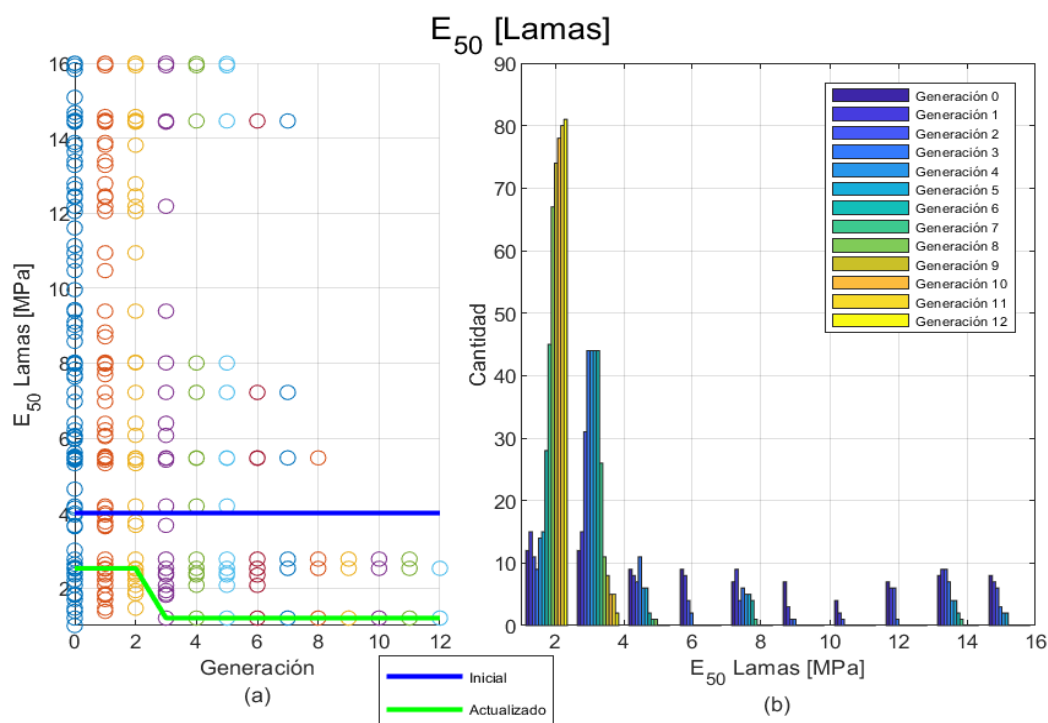


Figura 4-49. Actualización del parámetro E_{50} de las Lamas (a) Evolución del AG y (b) Histograma

La Tabla 4-17 resume los parámetros iniciales, los límites establecidos para cada uno de los parámetros durante el análisis inverso y los parámetros actualizados al final de la generación 12. Se observa que los parámetros actualizados de la permeabilidad en dirección “x” del material aluvial, roca, lamas y muro mantienen valores muy cercanos a sus valores iniciales.

Tabla 4-17. Parámetros iniciales y actualizados obtenidos del análisis inverso

Parámetros	Límite inferior	Parámetro inicial	Límite superior	Parámetro actualizado
$k_x - \text{Dren [m/s]}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$4,7 \cdot 10^{-5}$
$k_x - \text{Aluvial [m/s]}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-5}$	$8,4 \cdot 10^{-6}$
$k_x - \text{Roca [m/s]}$	$5 \cdot 10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$5,1 \cdot 10^{-7}$
$\kappa - \text{Lamas [-]}$	0,25	1,00	4,00	1,87
$k_x - \text{Lamas [m/s]}$	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-7}$
$k_x - \text{Muro [m/s]}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$4 \cdot 10^{-5}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$
$\kappa - \text{Muro [-]}$	0,25	1,00	4,00	3,06
$\kappa - \text{Roca [-]}$	0,25	1,00	4,00	0,56
$E_{50} - \text{Muro [MPa]}$	1	40	160	60,3
$\gamma_{0.7} - \text{Muro [-]}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$5,4 \cdot 10^{-5}$
$E_{50} - \text{Lamas [MPa]}$	1	4	16	1,2

Desde la Figura 4-50 hasta la Figura 4-57 se compara las predicciones de todas las generaciones con las mediciones (recta de color negro) y la desviación estándar de cada instrumento (rectas segmentadas de color rojo). Se muestra una recta de color azul que representa la predicción con los parámetros iniciales y una línea verde que muestra la predicción para el J_{TOTAL}^{min} de cada generación.

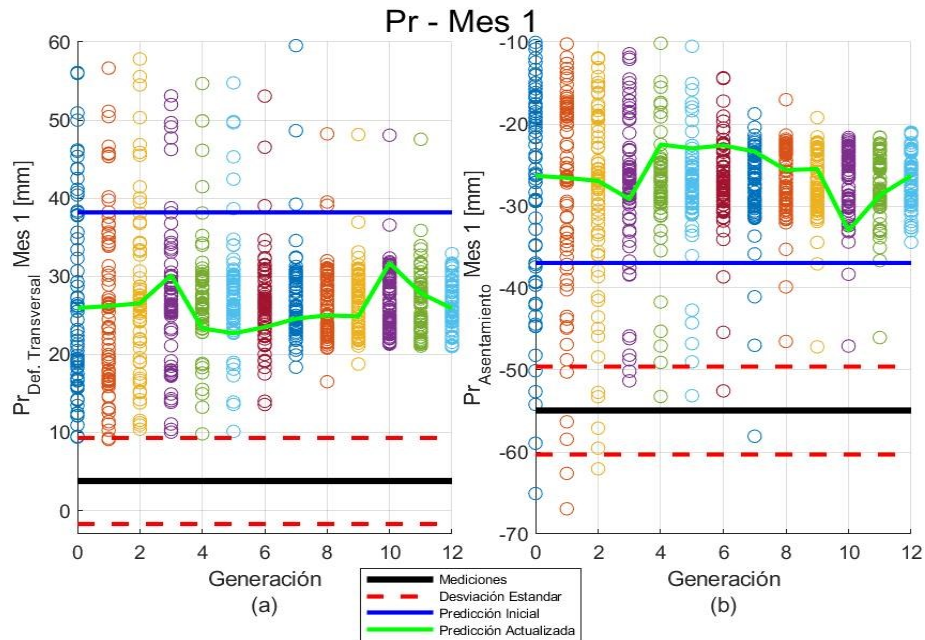


Figura 4-50. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 1

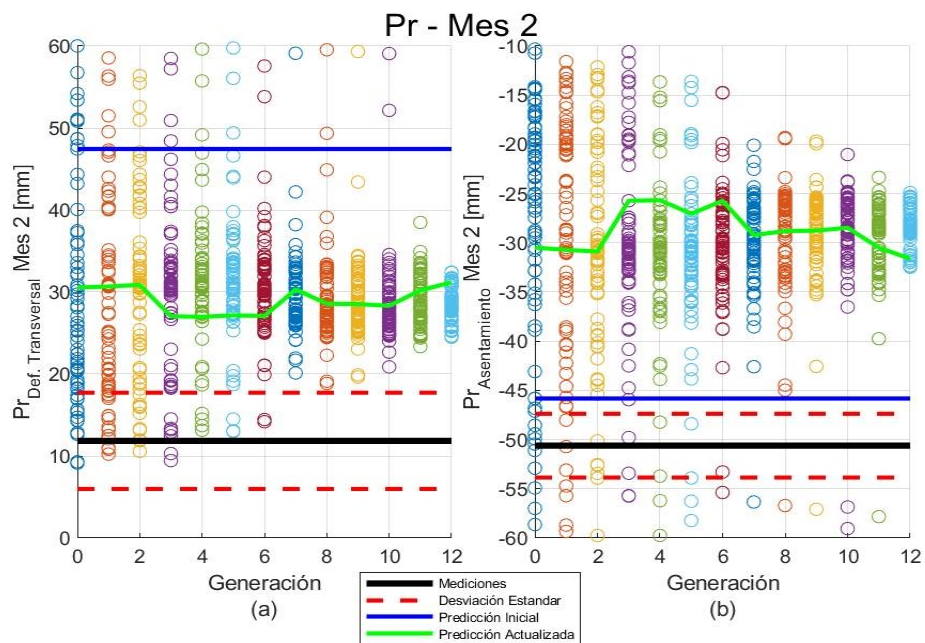


Figura 4-51. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 2

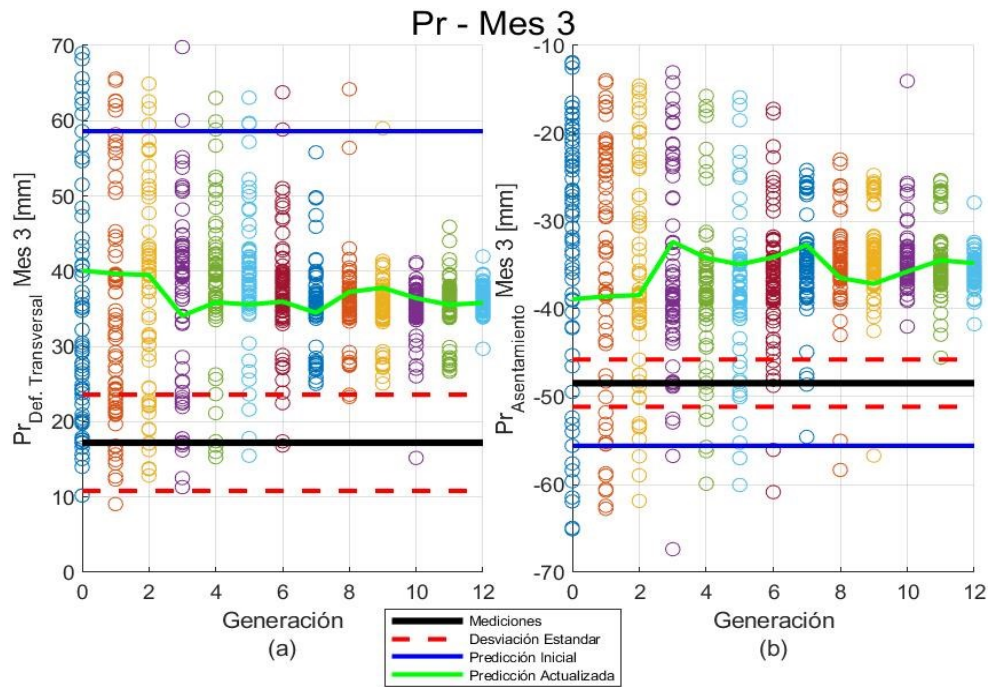


Figura 4-52. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 3

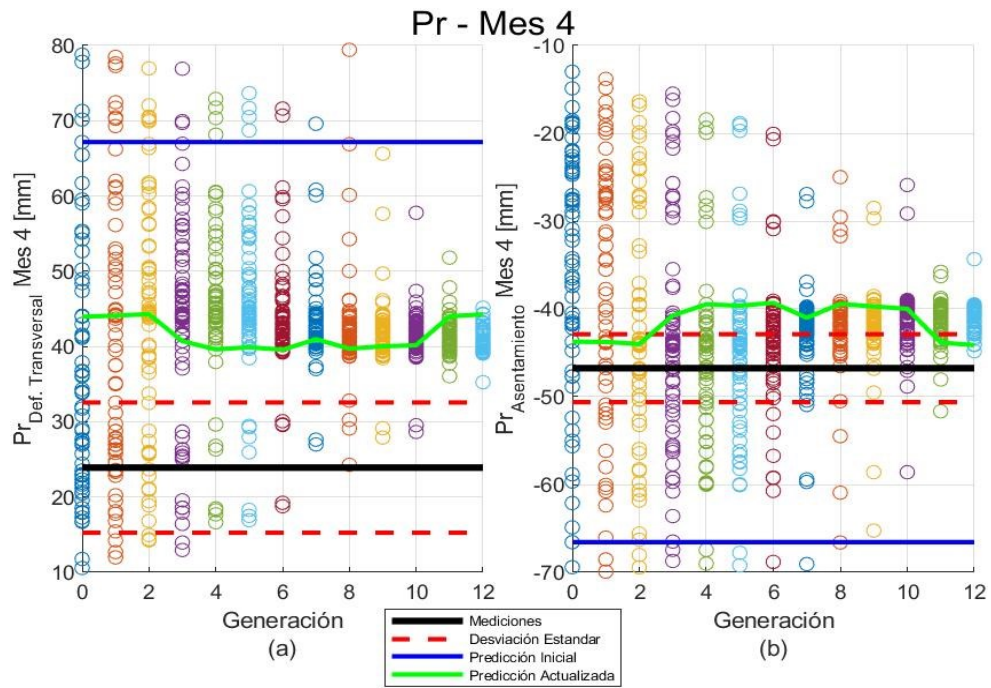


Figura 4-53. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 4

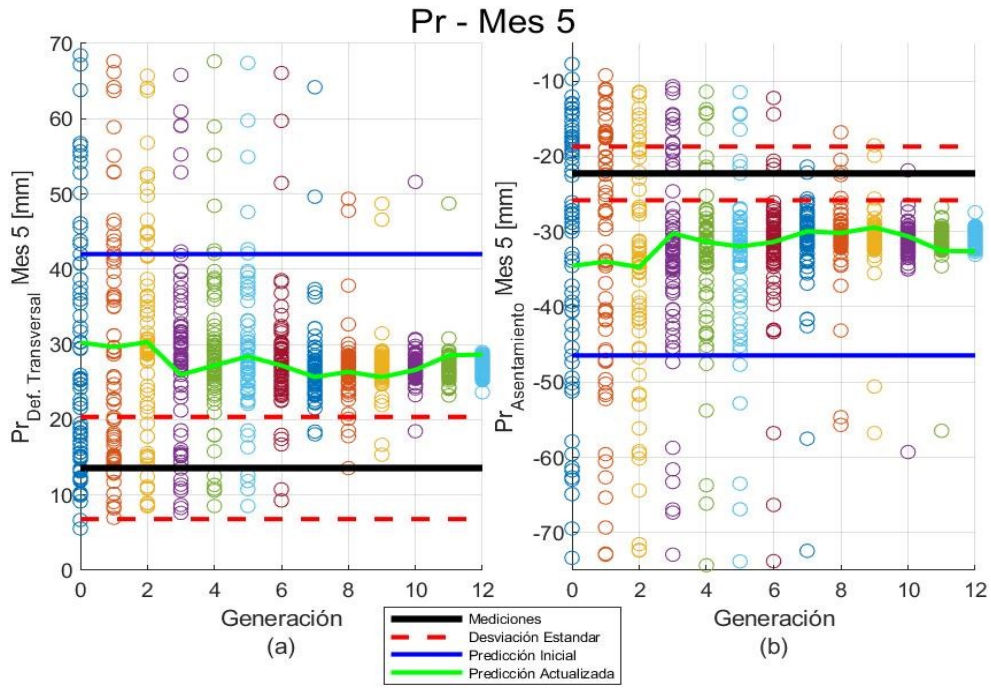


Figura 4-54. Comparación del prisma en (a) Deformación transversal y (b) Asentamiento, mes 5

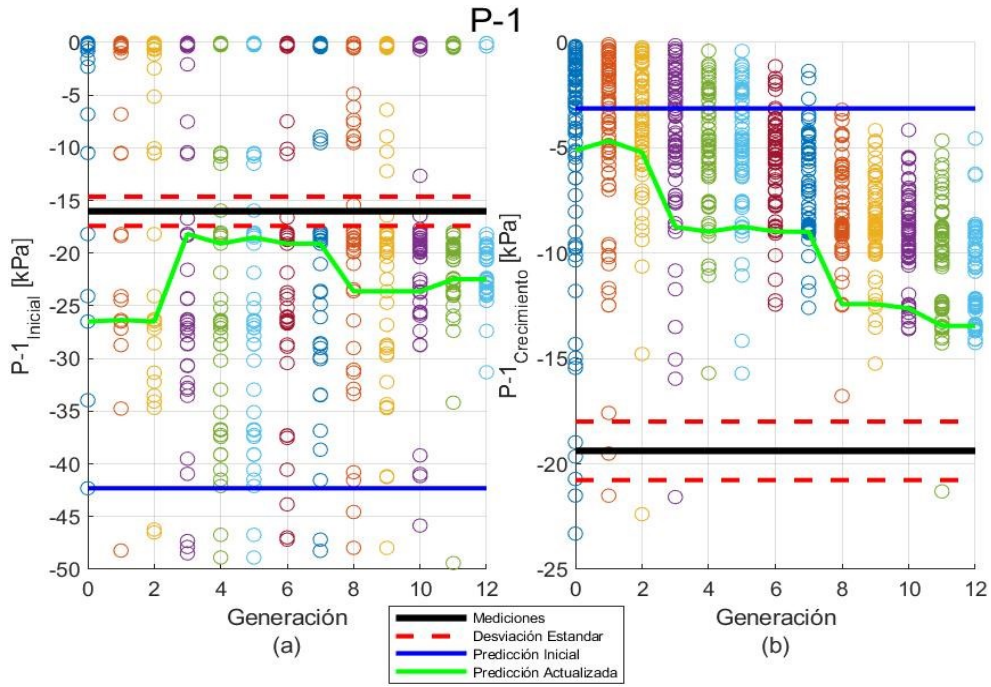


Figura 4-55. Comparación de presiones en P-1: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días

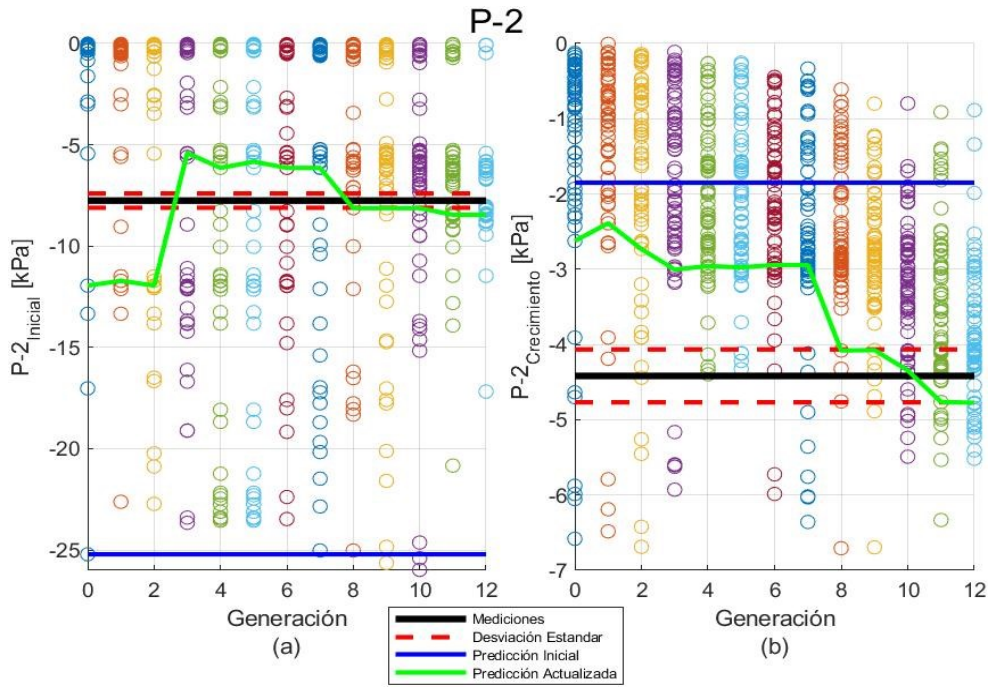


Figura 4-56. Comparación de presiones en P-2: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días

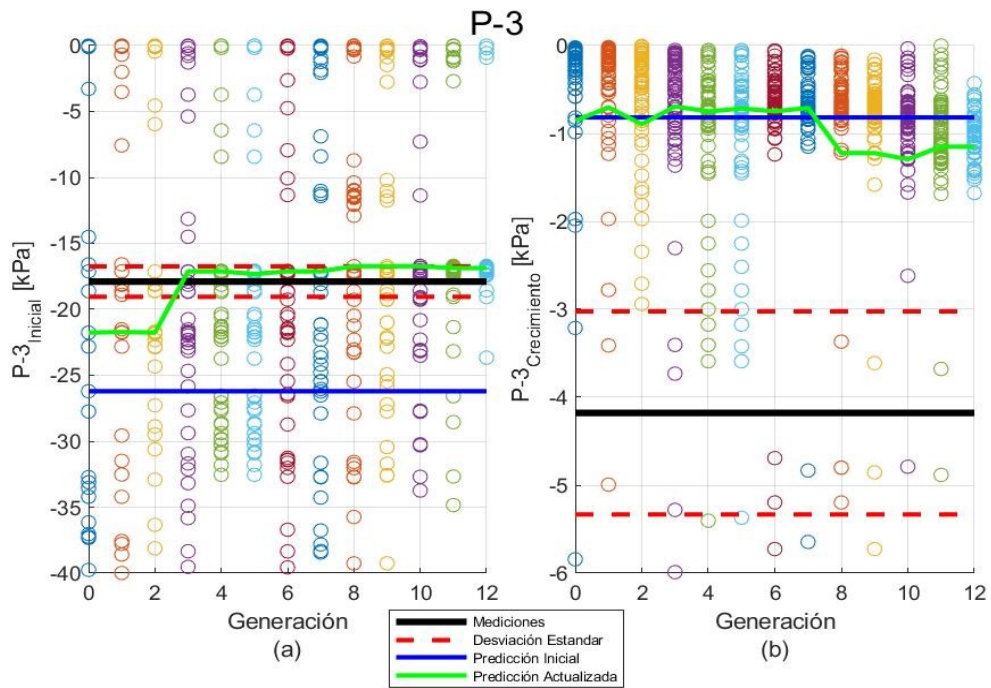


Figura 4-57. Comparación de presiones en P-3: (a) presión de poros del día 0 y (b) crecimiento de presiones de poros en 501 días

La Tabla 4-18 resume las mediciones de los instrumentos, las predicciones con los parámetros iniciales y con los parámetros actualizados. Los resultados de la Tabla 4-18 con la desviación estándar de las mediciones se muestra en la Figura 4-58 y Figura 4-59.

Tabla 4-18. Comparación de las mediciones con la predicción de parámetros iniciales y actualizados

Instrumentos	Mediciones [mm]	Predicción inicial [mm]	Predicción actualizada [mm]
Def. Transv. Pr – Mes 1	3,8	38,2	25,9
Asentamiento Pr – Mes 1	-54,9	-36,9	-26,3
Def. Transv. Pr – Mes 2	11,9	47,4	31,2
Asentamiento Pr – Mes 2	-50,6	-45,8	-31,6
Def. Transv. Pr – Mes 3	17,2	58,6	35,8
Asentamiento Pr – Mes 3	-48,5	-55,6	-34,8
Def. Transv. Pr – Mes 4	23,9	67,2	44,3
Asentamiento Pr – Mes 4	-46,8	-66,6	-44,1
Def. Transv. Pr – Mes 5	13,6	42,0	28,7
Asentamiento Pr – Mes 5	-22,3	-46,5	-32,6
Instrumentos	Mediciones [kPa]	Predicción inicial [kPa]	Predicción actualizada [kPa]
P-1 Inicial	-16,0	-42,3	-22,5
Crecimiento en 501 días de P-1	-19,4	-3,1	-13,5
P-2 Inicial	-7,8	-25,2	-8,5
Crecimiento en 501 días de P-2	-4,4	-1,8	-4,8
P-3 Inicial	-17,9	-26,2	-16,9
Crecimiento en 501 días de P-3	-4,2	-0,8	-1,2

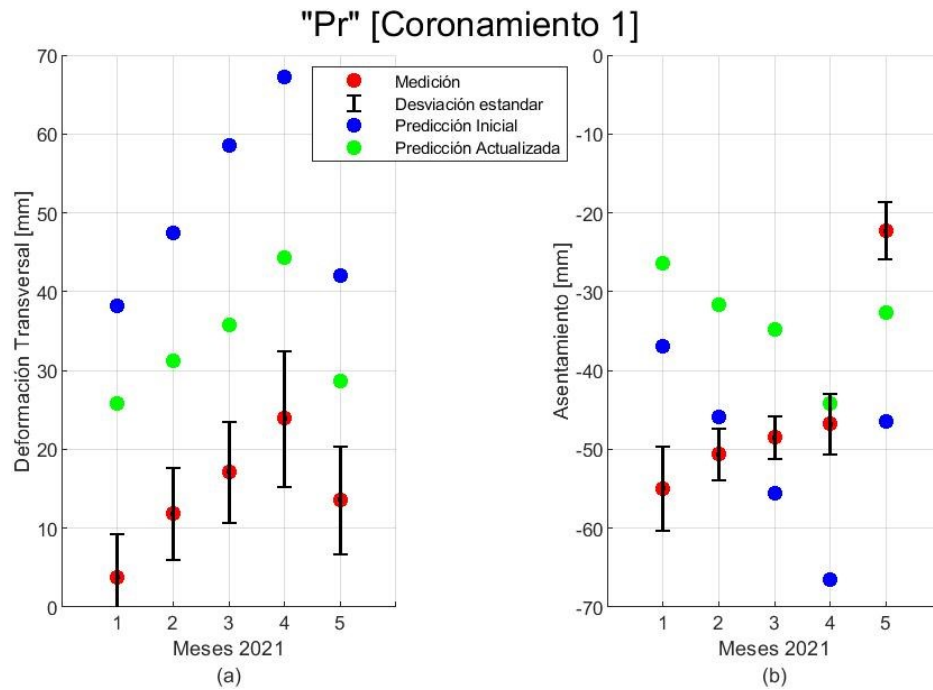


Figura 4-58. Comparación en los prismas: (a) Deformaciones transversales y (b) Asentamientos, entre (1) Mediciones, (2) Predicción inicial y (3) Predicción actualizada

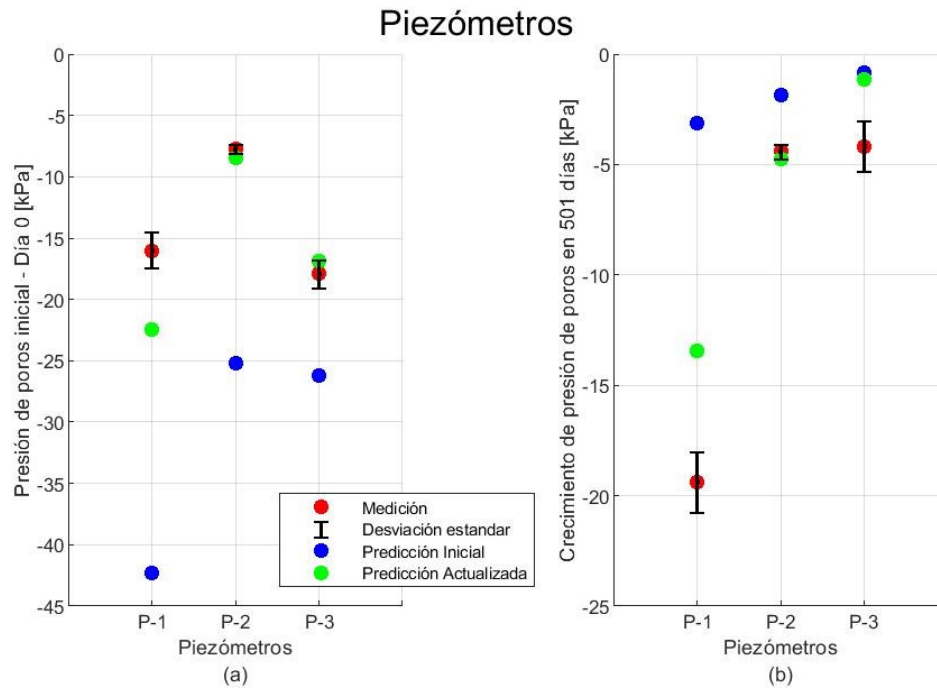


Figura 4-59. Comparación en los piezómetros: (a) Presión de poros inicial y (b) Crecimiento de presiones de poros en 501 días, entre (1) Mediciones, (2) Predicción inicial y (3) Predicción actualizada

A pesar de que no se observa una mejora en el asentamiento durante los primeros tres meses (1, 2 y 3), sino más bien un empeoramiento en comparación a la predicción inicial, en general, se observa una mejora en trece puntos de medición. Esto demuestra que al reducir la incertidumbre del modelo incluyendo el monitoreo de las obras, se obtienen mejores predicciones de un modelo numérico.

La Tabla 4-19 y la Figura 4-60 presentan la relación de mejora de cada generación en comparación con las predicciones establecidas por los parámetros iniciales [ecuaciones (3-13) y (3-14)]. En general, se observa una tendencia incremental tanto en la mejora total como en la mejora de cada instrumento. Aunque en algunas generaciones se observa una disminución en la relación de mejora para un instrumento en particular, se puede apreciar que la relación de mejora total siempre aumenta con las sucesivas generaciones. Esto demuestra que esta metodología es realmente efectiva en la actualización de parámetros, incluso cuando se combina la información de diferentes tipos de instrumentos de monitoreo.

Tabla 4-19. Relación de mejora en cada generación

Generación	<i>I.R.Total</i> [%]	<i>I.R.pr</i> [%]	<i>I.R.p-1</i> [%]	<i>I.R.p-2</i> [%]	<i>I.R.p-3</i> [%]
0	85,20	3,31	9,99	70,67	1,22
1	85,34	3,37	9,84	70,92	1,21
2	85,35	3,32	10,03	70,76	1,23
3	90,98	2,52	13,03	73,91	1,52
4	91,66	2,52	13,03	74,58	1,53
5	91,67	2,80	13,00	74,33	1,53
6	91,64	2,51	13,03	74,57	1,53
7	91,99	2,86	13,03	74,57	1,53
8	93,76	3,30	13,21	75,67	1,58
9	93,84	3,38	13,21	75,67	1,58
10	93,81	3,27	13,25	75,70	1,59
11	94,05	3,22	13,66	75,59	1,58
12	94,12	3,29	13,66	75,59	1,58

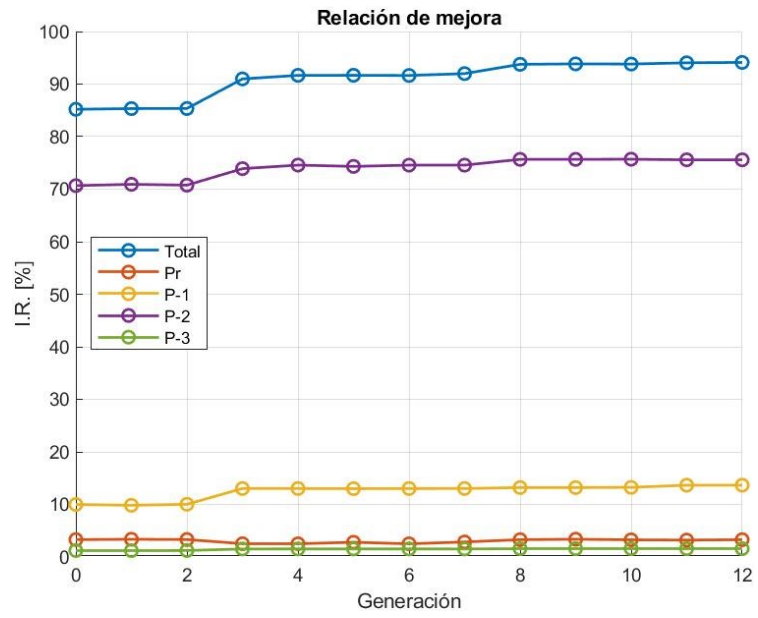


Figura 4-60. Relación de mejora en cada generación

5. COMPARACIÓN DE PREDICCIONES (ETAPA 3)

El objetivo final de este trabajo es llevar a cabo la predicción de la Etapa 3 de construcción del depósito de relaves (considerada como etapa futura). Para ello, se cuenta con los datos de culminación de la construcción de la Etapa 2, que involucra el crecimiento de las lamas y el coronamiento. Asimismo, se dispone de una estimación del tiempo de construcción de la Etapa 3 proporcionada por la empresa IG.

5.1. Fases del Modelo

La culminación de la construcción del coronamiento de la Etapa 2 se divide en tres fases como se muestra en la Tabla 5-1, que detallan el crecimiento del coronamiento y las lamas del depósito de relaves. Detallado en la tabla que se muestra a continuación.

Tabla 5-1. Fases de crecimiento del coronamiento de la Etapa 2

Referencia	Fases	T. FEM	T. P.P.	I.T. [días]
5m de crecimiento de lamas y del coronamiento del muro	42 – 43	C.	F.A. S.S.	11,4
3m de crecimiento de lamas y del coronamiento del muro [Figura 4-3-(d)]	44	C.	F.A. S.S.	6,8

Por otro lado, el crecimiento del espaldón de la Etapa 3 se divide en 23 fases mostrado en la Tabla 5-2, que describen el crecimiento hasta coincidir con el coronamiento de la Etapa 2. El propósito de llegar hasta esta fase es determinar la deformación transversal y asentamiento en un punto del coronamiento de la Etapa 2.

Tabla 5-2. Fases de la Etapa 3

Referencia	Fases	T. FEM	T. P.P.	I.T. [días]
Disipación de presión de poros	45	C.	P.P. Ant.	65
10,4m de crecimiento del espaldón	46	C.	F.A. S.S.	23,4
7m de crecimiento del espaldón	47 – 48	C.	F.A. S.S.	15,8
11m de crecimiento del espaldón	49	C.	P.P. Ant.	24,8
10m de crecimiento del espaldón	50 – 63	C.	P.P. Ant.	22,5
5m de crecimiento del espaldón	64 – 65	C.	P.P. Ant.	11,3
3m de crecimiento del espaldón	66	C.	P.P. Ant.	6,8
5m de crecimiento del espaldón	67 – 68	C.	P.P. Ant.	11,3
3m de crecimiento del espaldón	69	C.	P.P. Ant.	6,8

La fase número 45 corresponde a un intervalo de tiempo desde la culminación del muro de la Etapa 2 hasta el inicio constructivo del muro de la Etapa 3 (65 días aproximadamente). Aunque durante esta fase no se produce crecimiento ni en las lamas ni en el muro, se debe considerar este tiempo debido a la disipación de la presión de poros. Esta consideración se ha mencionado anteriormente en la fase 21 del modelo.

En la Figura 5-1 muestra los puntos donde se realizará la predicción de la deformación del coronamiento (Pr-F) y las presiones de poros en tres puntos del muro.

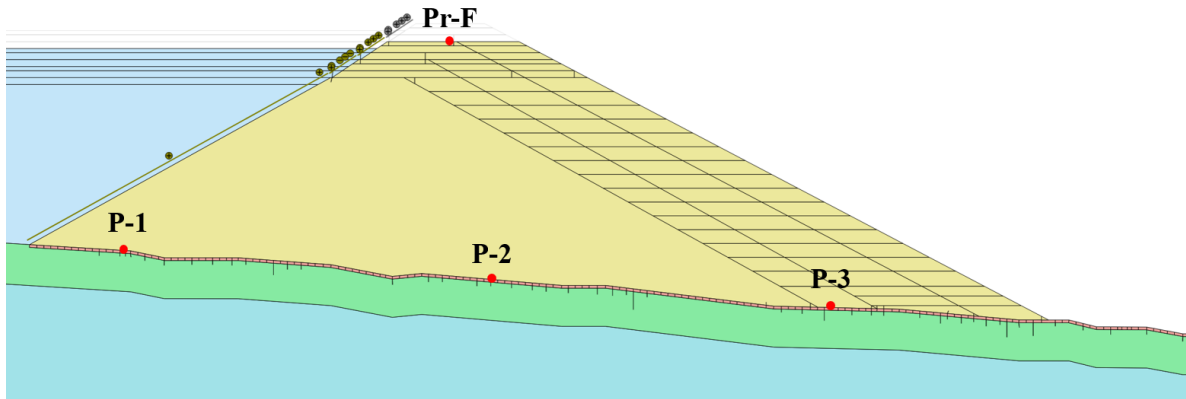


Figura 5-1. Puntos de monitoreo del prisma en el coronamiento de la Etapa 2 (Pr-F) y piezómetros del FEM

El crecimiento de las lamas y el coronamiento de la Etapa 2 se completa en aproximadamente 29 días, se debe considerar el tiempo intermedio entra la culminación de la Etapa 2 y el inicio constructivo de la Etapa 3 (aproximadamente 65 días), y se estima que el crecimiento del espaldón de la Etapa 3 hasta la coincidencia con el coronamiento de la Etapa 2 tomará 454 días. Esto implica que se puede obtener una estimación continua del crecimiento de las presiones de poros durante un período de 548 días. La línea de tiempo de las predicciones futuras se puede observar en la Figura 5-2.

Es relevante mencionar que esta línea de tiempo es independiente de la presentada en la sección 4.3 (Figura 4-8), la cual fue utilizada en el análisis inverso. No obstante, se observa una coincidencia temporal entre el día 0 de la Figura 5-2 y el día 501 de la línea de tiempo de la Figura 4-8.

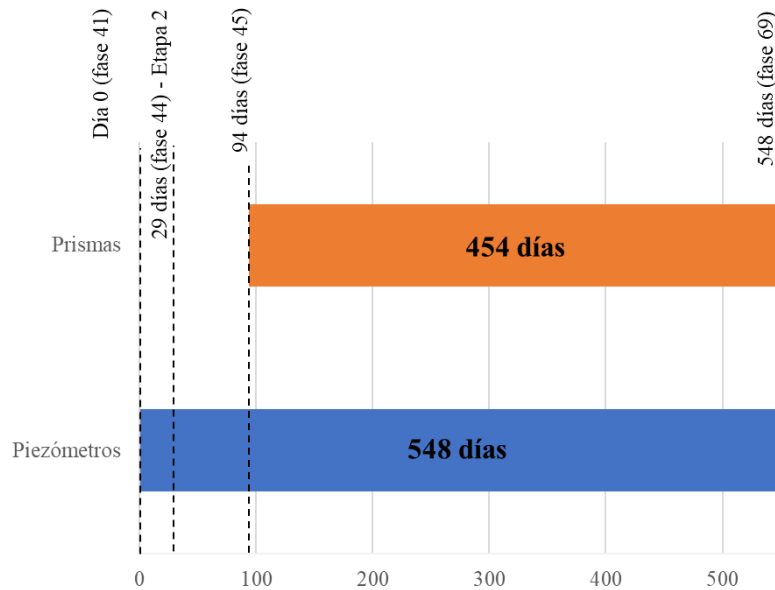


Figura 5-2. Línea de tiempo en comparación de predicciones de la Etapa 3

5.2. Comparación de Predicción con Parámetros Iniciales y Actualizados

A continuación, en la Figura 5-3 y Figura 5-4 se presenta la predicción del comportamiento de la deformación transversal y el asentamiento durante la construcción del espaldón de la Etapa 3, en el punto de monitoreo Pr-F con referencia a la línea de tiempo establecida en la Figura 5-2. Se comparan los resultados obtenidos utilizando los parámetros iniciales del modelo con aquellos obtenidos mediante la actualización en el análisis inverso.

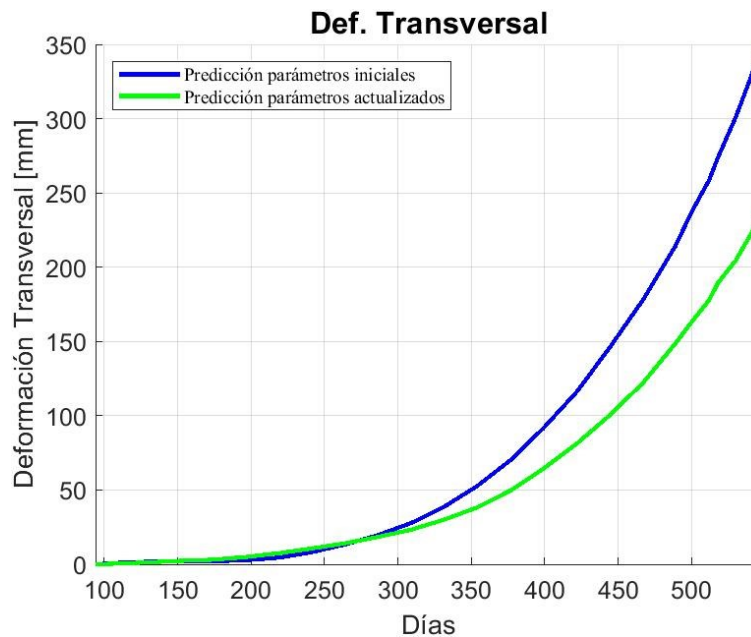


Figura 5-3. Predicción de Deformación transversal durante el crecimiento del espaldón de la Etapa 3

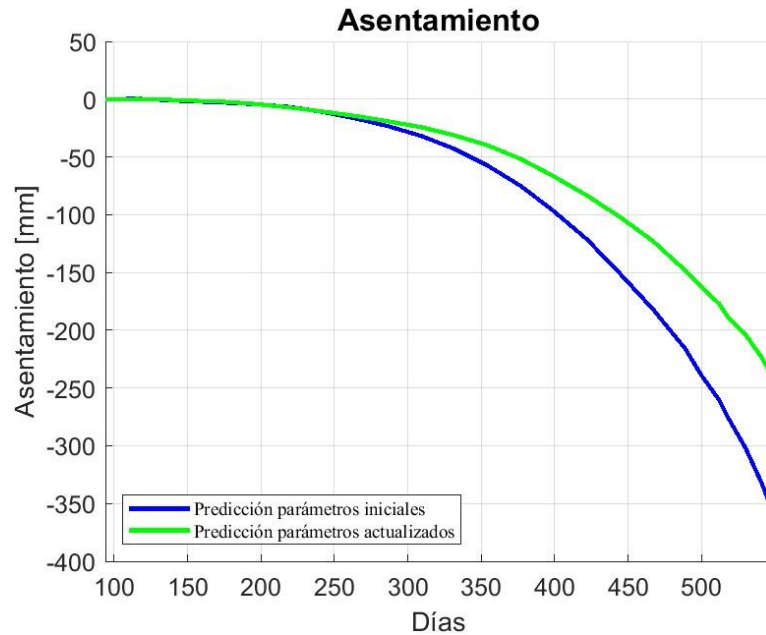


Figura 5-4. Predicción de Asentamiento durante el crecimiento del espaldón de la Etapa 3

En general, se observa que existen mayores deformaciones en el coronamiento de la Etapa 2 al utilizar los parámetros iniciales en comparación con los parámetros actualizados. Sin embargo, es importante tener en cuenta que durante la Etapa 2, ambas predicciones tienden a sobreestimar las deformaciones transversales, aunque las predicciones actualizadas se acercan más a las mediciones que las obtenidas con los parámetros iniciales. En cuanto al asentamiento, se observó un empeoramiento de las predicciones actualizadas en 3 de los 5 meses evaluados en comparación con los parámetros iniciales.

Por lo tanto, se espera que la estimación de la Etapa 3 con los parámetros actualizados presente deformaciones transversales cercanas a los valores medidos en comparación con los parámetros iniciales, aunque de igual forma con una tendencia a la sobreestimación de estas deformaciones. Para los asentamientos, podría existir una medición intermedia entre la predicción con los parámetros iniciales y actualizados, ya que ambas predicciones en el proceso de análisis inverso mostraron ser más certeras dependiendo del mes analizado. Los comentarios realizados sobre las predicciones actualizadas de la Etapa 3 para las deformaciones carecen de validez hasta que se pueda comprobar su exactitud mediante el monitoreo en campo. Sin embargo, esta información aún no está disponible, por lo que solo se pueden realizar hipótesis sobre el comportamiento futuro.

La Figura 5-5, muestra una comparación entre la presión de poros inicial y el crecimiento de las presiones de poros esperado a lo largo de los 548 días, con referencia a la línea de tiempo establecida en la Figura 5-2.

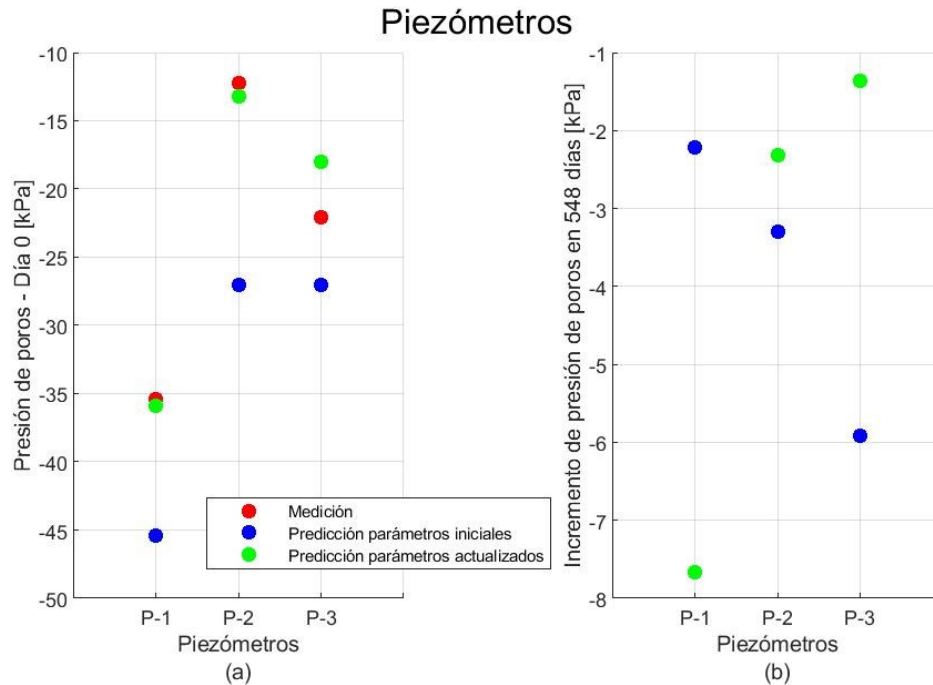


Figura 5-5. Predicción de piezómetros entre Etapas 2 y 3: (a) Presión de poros del día 0 y (b) Crecimiento de presiones de poros en 548 días

Tabla 5-3. Comparación futura de presiones de poros de los parámetros iniciales y actualizados

Instrumentos	Mediciones [kPa]	Predicción inicial [kPa]	Predicción actualizada [kPa]
P-1 Inicial	-35,4	-45,4	-35,9
Crecimiento en 548 días de P-1	-	-2,2	-7,7
P-2 Inicial	-12,2	-27,1	-13,2
Crecimiento en 548 días de P-2	-	-3,3	-2,3
P-3 Inicial	-22,1	-27,0	-18
Crecimiento en 548 días de P-3	-	-5,9	-1,4

En relación con las presiones de poros iniciales, se ha observado que aquellas obtenidas con los parámetros actualizados se acercan más a las mediciones de campo, observándose una mejora significativa al utilizar la metodología de actualización de parámetros.

5.3. Comparación de la última fase del modelo numérico

En la sección 5.2 se evalúa la comparación de las predicciones en 4 puntos de monitoreo en base a los parámetros iniciales y actualizados. Sin embargo, se observan diferencias significativas en el modelo numérico debido a los cambios realizados en los 11 parámetros evaluados dentro del análisis inverso.

Tabla 5-4. Parámetros iniciales y actualizados obtenidos del análisis inverso

Parámetros	Parámetro inicial	Parámetro actualizado
$k_x - \text{Dren} [m/s]$	$1 \cdot 10^{-4}$	$4,7 \cdot 10^{-5}$
$k_x - \text{Aluvial} [m/s]$	$1 \cdot 10^{-5}$	$8,4 \cdot 10^{-6}$
$k_x - \text{Roca} [m/s]$	$5 \cdot 10^{-7}$	$5,1 \cdot 10^{-7}$
$\kappa - \text{Lamas} [-]$	1,00	1,87
$k_x - \text{Lamas} [m/s]$	$1 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-7}$
$k_x - \text{Muro} [m/s]$	$4 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$
$\kappa - \text{Muro} [-]$	1,00	3,06
$\kappa - \text{Roca} [-]$	1,00	0,56
$E_{50} - \text{Muro} [MPa]$	40	60,3
$\gamma_{0.7} - \text{Muro} [-]$	$3 \cdot 10^{-5}$	$5,4 \cdot 10^{-5}$
$E_{50} - \text{Lamas} [MPa]$	4	1,2

La Figura 5-6-(a) ilustra la diferencia en la degradación del módulo de corte del muro entre los parámetros iniciales y parámetros actualizados. Esta discrepancia se atribuye principalmente al cambio en el parámetro E_{50} del muro, que tiene una relación directa con el parámetro G_0^{ref} , como se explicó en la sección 4.1.4. En el caso de los parámetros iniciales, la relación G_s/G_0 se sitúa por debajo de los parámetros actualizados. Además, se observa un desplazamiento de la curva actualizada hacia la derecha, debido al aumento del parámetro $\gamma_{0.7}$ del muro, lo que indica que, para un mismo nivel de deformación, el material actualizado experimenta menor degradación en comparación con los parámetros iniciales.

Cuando se analiza la misma curva sin normalizar por el valor G_0 , como se muestra en la Figura 5-6-(b), se observa claramente el aumento en la resistencia entre los parámetros iniciales y los parámetros actualizados. Esta diferencia implica un cambio directo en las deformaciones y desplazamientos que experimenta el muro, ya que, para un mismo nivel de esfuerzo, el suelo con los parámetros actualizados presenta una menor deformación y degradación en su módulo de corte en comparación con los parámetros iniciales.

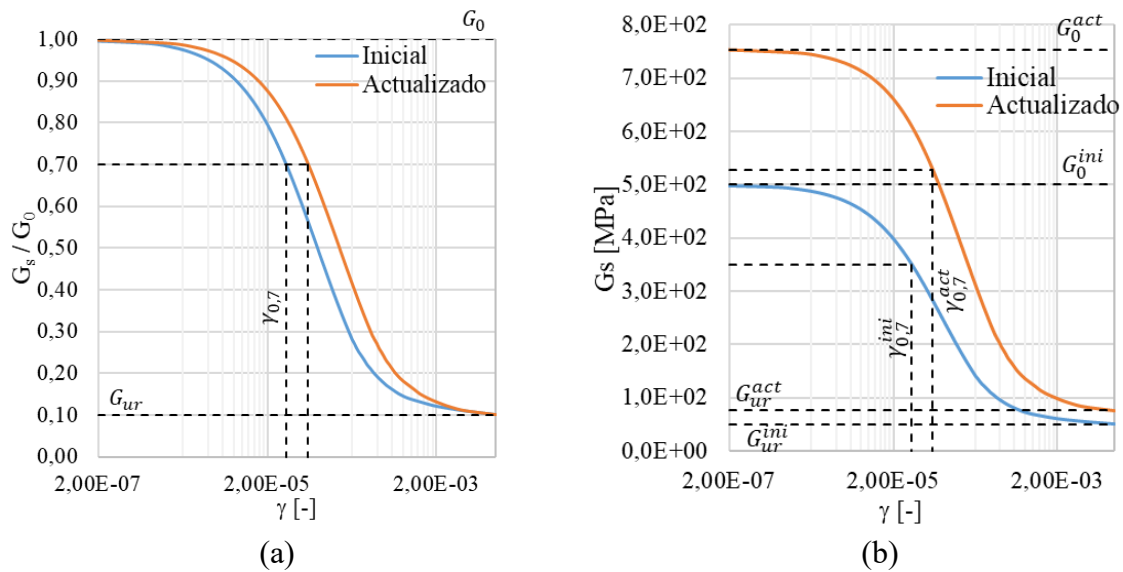
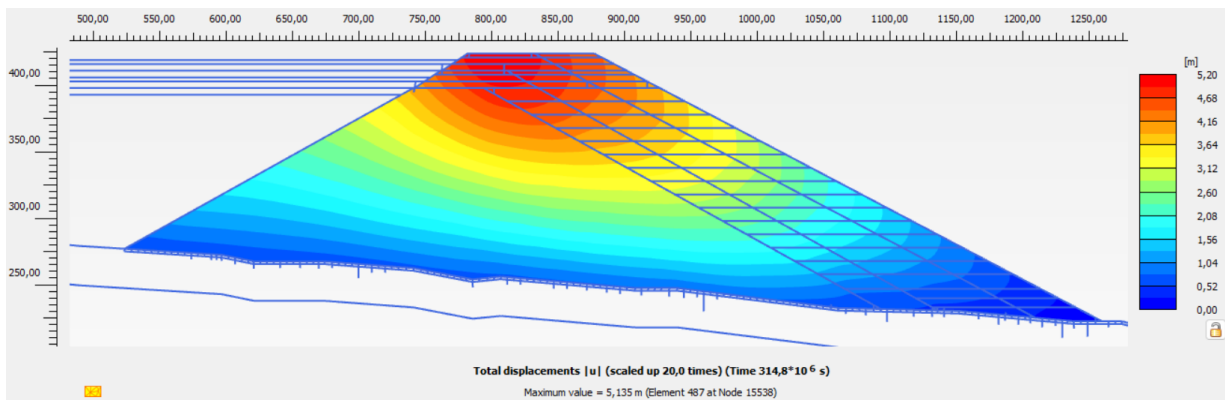
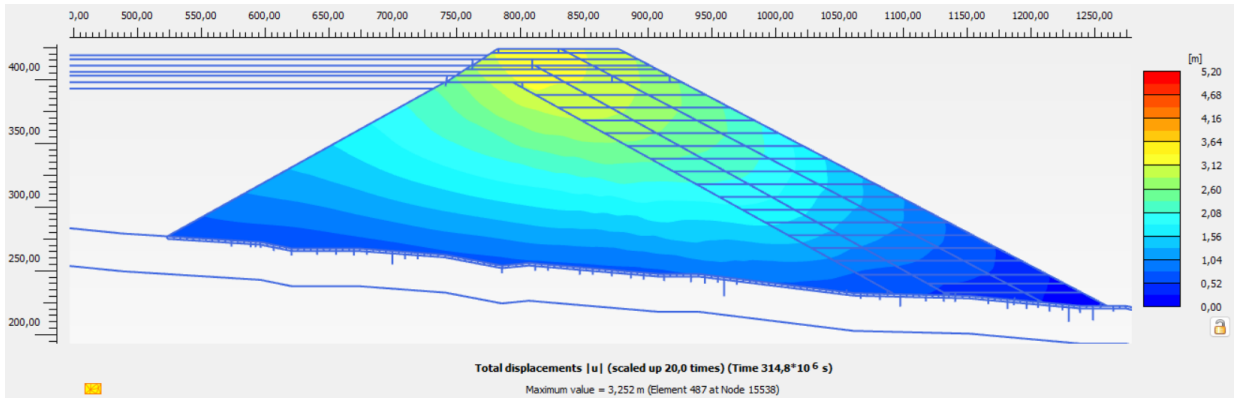


Figura 5-6. Degradación del módulo de corte del muro: (a) normalizado y (b) G_s con $p_{ref} = 100\text{kPa}$

La Figura 5-7 muestra una comparación de los desplazamientos totales $|u|$ del muro en la última fase del modelo, tanto para los parámetros iniciales (a) como para los parámetros actualizados (b). Se observa que el desplazamiento máximo con los parámetros iniciales es de $5,14\text{m}$, mientras que, al utilizar los parámetros actualizados, este desplazamiento se reduce a $3,25\text{m}$, lo que genera una gran discrepancia en los modelos numéricos. Este cambio se debe a la influencia significativa de los parámetros E_{50} y $\gamma_{0,7}$ del muro en la deformación, ya que su aumento conlleva a una disminución en los desplazamientos totales del muro.



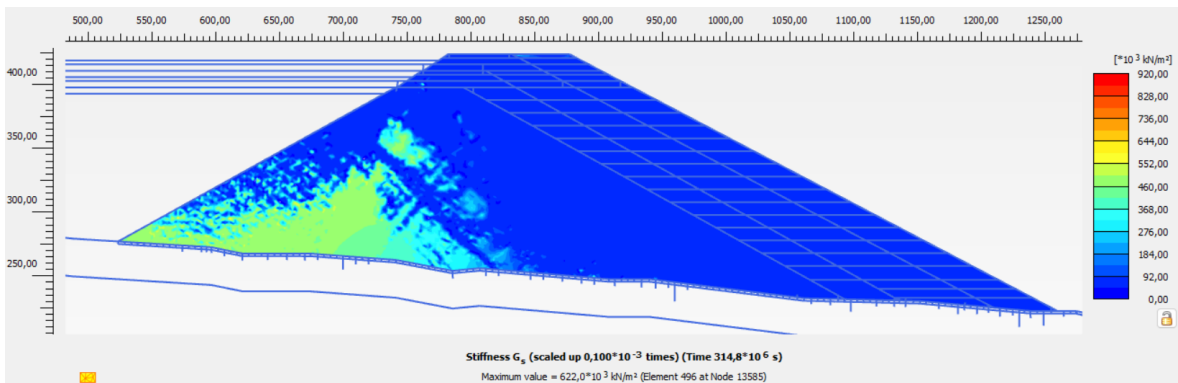
(a)



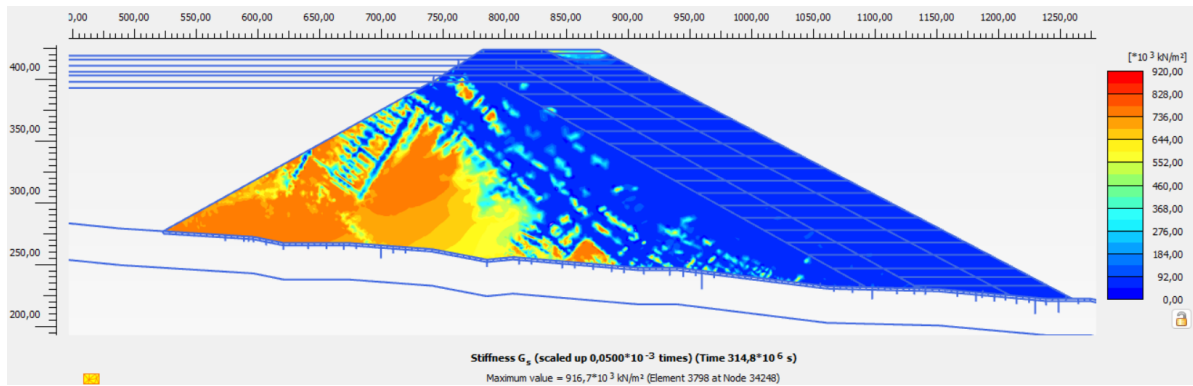
(b)

Figura 5-7. Desplazamiento total en el muro en la última fase del modelo: (a) parámetros iniciales y (b) parámetros actualizados

La Figura 5-8 presenta una comparación del G_s del muro entre los parámetros iniciales y actualizados. En los parámetros iniciales, se observa un valor máximo de $622 \cdot 10^3 kPa$, mientras que, con los parámetros actualizados, el valor máximo es de $916,7 \cdot 10^3 kPa$. A pesar de que la forma en que se degrada la rigidez del muro es similar en ambos modelos, los parámetros actualizados muestran una degradación menor debido a que se mantiene constante el peso unitario de todos los materiales. Esto resulta en que el muro con mayor rigidez se degrade menos y mantenga rigideces más elevadas en varias zonas evaluadas. Por esta razón, se puede observar en la Figura 5-8-(b) que en el espaldón existe una rigidez que no se degradada en su totalidad.



(a)



(b)

Figura 5-8. Rigidez G_s del muro en la última fase del modelo: (a) parámetros iniciales y (b) parámetros actualizados

Es importante destacar que, si bien las permeabilidades de todos los materiales y el parámetro E_{50} de las lamas influyen en la deformación del muro del depósito, los parámetros E_{50} y $\gamma_{0.7}$ del muro tienen una influencia significativamente mayor en las deformaciones de este, como se observa en el modelo numérico y se detalla en el ANEXO B (sección 0).

6. DISCUSIÓN

En esta tesis, se lleva a cabo por primera vez una actualización de los parámetros en depósitos de relaves mediante una metodología compuesta por tres aspectos clave: (i) el análisis de sensibilidad para seleccionar los parámetros que deben optimizarse, (ii) el enfoque de máxima verosimilitud como estructura de error para las mediciones de campo y (iii) el uso de algoritmos evolutivos en el análisis inverso. Sin embargo, es importante destacar que la aplicación de esta metodología implica la toma de diversas decisiones en el uso de modelos numéricos.

Un primer aspecto interesante que conviene mencionar es si resulta adecuado agrupar varios sensores en un punto del modelo. Generalmente, esta decisión se fundamenta en la premisa de utilizar un modelo bidimensional para el análisis del depósito, asumiendo que los sensores agrupados proporcionarán información representativa de las condiciones geotécnicas en su ubicación. Sin embargo, esta elección conlleva una pérdida de resolución espacial y la capacidad para detectar posibles heterogeneidades locales en el campo, que podrían representarse de manera más precisa mediante modelos numéricos tridimensionales. Por lo tanto, en este trabajo, en lugar de buscar un valor exacto en todas las medidas, se busca comparar las tasas de deformación y las variaciones de la presión de poros en períodos de tiempo en los que se realicen mediciones continuas, para lograr representar de manera correcta el comportamiento que tiene el depósito.

Otro factor relevante que merece ser mencionado es la homogeneidad de las unidades geotécnicas utilizadas para representar los cinco materiales dentro del modelo numérico. La heterogeneidad en el suelo es una característica que debe considerarse en cualquier cálculo geotécnico. Sin embargo, al analizar los ensayos proporcionados por la empresa IG, fue posible seleccionar modelos constitutivos apropiados para esta tesis.

La roca se considera un material muy rígido en comparación con las otras unidades geotécnicas, por lo que se optó por representarla como un material elástico homogéneo. Uno de los desafíos fundamentales en la modelación numérica es la falta de información detallada para representar adecuadamente los geomateriales. Por lo tanto, es común recurrir a modelos constitutivos básicos como el Mohr-Coulomb, que presentan limitaciones notables, como la suposición de rigidez uniforme en toda la unidad geotécnica. Aunque herramientas como PLAXIS permiten establecer relaciones que modifican la rigidez en función de la profundidad, pero esta aproximación no siempre es factible en todos los modelos numéricos.

En esta tesis, se da prioridad al uso del modelo Hardening Soil, ya que este modelo ajusta la rigidez del material en función del nivel de confinamiento, lo que permite una representación más precisa de la heterogeneidad presente en los suelos. Además, debido a la disponibilidad de datos de monitoreo en el coronamiento del depósito, los materiales muro, dren y aluvial se modelan utilizando el modelo Hardening Soil small Strain. Este enfoque se selecciona porque este modelo

incorpora la degradación de rigidez del material y genera una mayor heterogeneidad debido a que su rigidez también se ve afectada por los niveles de deformación presentes en el suelo. Estas consideraciones en el modelo numérico son fundamentales para lograr una representación con mejor precisión en cada unidad geotécnica.

También se implementó el modelo de Van Genuchten para representar el comportamiento parcialmente saturado en el muro. Este enfoque permite evaluar los efectos de la presión de poros en el interior del material. No obstante, es importante destacar que en esta tesis se optó por utilizar los valores recomendados por el manual de PLAXIS debido a la distribución granulométrica del material. Estas consideraciones son cruciales en el análisis de la estabilidad del depósito y tienen un impacto significativo en el comportamiento general.

Al comparar las mediciones con las predicciones obtenidas, se observa que no en todos los casos se logra una buena representación de las mediciones. En el caso de las presiones de poros, se puede apreciar que tienden a ajustarse adecuadamente con los modelos constitutivos utilizados. Sin embargo, al comparar con los prismas, esta concordancia no es tan evidente. Cuando se analizan las deformaciones transversales, se nota que la tendencia del comportamiento del material se ajusta bastante bien, aunque existe una sobreestimación de estas deformaciones.

No obstante, en el caso de los asentamientos, no se logra un buen ajuste. Se observa una tasa de deformación que muestra una tendencia constante a lo largo del tiempo. Esto podría deberse a la influencia de fenómenos no considerados por los modelos constitutivos utilizados, como el efecto de creep, por ejemplo. El creep afecta a los materiales sometidos a una tensión constante durante un período prolongado, lo que provoca que los materiales se deformen lentamente sin necesidad de fracturarse.

Al examinar los parámetros actualizados, se observa que todos ellos presentan valores coherentes con lo que se esperaría desde el punto de vista físico. Tomemos, por ejemplo, el caso de k_x en el muro, la roca, el aluvial y las lamias, donde sus valores son bastante similares a los valores iniciales y se encuentran dentro del rango de desviación estándar esperado. Asimismo, la variable κ de las lamias y el muro también exhiben valores esperados. Esto se debe a la forma en que estos materiales se depositan, lo que podría llevar a anticipar que su permeabilidad en la dirección "x" sea mayor que la permeabilidad en la dirección "y". Es importante destacar que los rangos de búsqueda establecidos son rangos en los cuales estos materiales podrían expresar su comportamiento, y en ningún caso los valores se encuentran en los límites inferior o superior de búsqueda.

En conjunto, estas observaciones y consideraciones reflejan la complejidad de la actualización de parámetros en depósitos de relaves y resaltan la importancia de la elección de los modelos constitutivos y la configuración adecuada del modelo numérico para obtener resultados representativos.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir del trabajo de investigación realizado se pueden establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

7.1. Conclusiones

La ingeniería geotécnica se caracteriza por lidiar con incertidumbre debido a las condiciones geológicas y la estimación de los parámetros geotécnicos utilizados en los análisis. Esta situación puede llevar a sobre dimensionamientos o subestimaciones en las obras. En este trabajo se destaca la importancia del monitoreo en campo y la utilización de una metodología efectiva de análisis inverso, que contribuye a reducir las incertidumbres en los modelos numéricos y obtener predicciones más precisas.

La metodología empleada permite aplicar el método observacional propuesto por Peck (1969), lo cual brinda la posibilidad de realizar ajustes en el diseño y obtener predicciones más confiables, reduciendo la incertidumbre y aumentando la seguridad de las obras. Esto a su vez permite disminuir costos futuros en reparaciones y mantenimiento. En este trabajo, se pudo observar una mejora considerable en las predicciones de deformaciones y presiones de poros en 4 puntos de la presa, alcanzando una relación de mejora del 94% en comparación con las predicciones iniciales. Este resultado proporciona a los diseñadores la capacidad de evaluar la siguiente etapa constructiva con mayor seguridad y realizar ajustes en el diseño según sea necesario.

La optimización de la función objetivo total mediante la combinación de la máxima verosimilitud y el algoritmo genético ha demostrado ser eficaz para obtener la mejor combinación de parámetros. Aunque el valor mínimo de la función objetivo total no necesariamente indica el valor mínimo en cada instrumento, esta metodología ha logrado reducir el error instrumental en la mayoría de los casos (13 mejoras de los 16 instrumentos evaluados). Utilizar la matriz de covarianza facilita la consideración de la varianza específica de cada instrumento, lo que contribuye a obtener resultados más precisos y confiables en el análisis inverso.

El uso de algoritmos genéticos demostró ser altamente efectivo como método de optimización, ya que permite la evolución del conjunto de parámetros de manera independiente y ofrece una amplia búsqueda en el espacio de soluciones. Su capacidad de generar cambios aleatorios y explorar un rango más amplio sin depender únicamente de juicios ingenieriles basados en la experiencia aporta diversidad al proceso de optimización.

Con base en los resultados obtenidos, se concluye que la actualización de parámetros debe llevarse a cabo considerando un conjunto de parámetros en lugar de abordarlos de forma individual. Esto se debe a que los parámetros actualizados no presentan una correlación directa con el valor mínimo obtenido en la Mejora Promedio del Residual Cuadrático Estructurado. Por lo tanto, es

crucial considerar la interacción y dependencia entre los parámetros al realizar la actualización, lo que contribuirá a obtener resultados más precisos y confiables en el análisis geotécnico.

Se ha observado que los modelos constitutivos utilizados son capaces de representar de manera adecuada las presiones de poros, logrando aproximaciones cercanas al comportamiento real. Sin embargo, se destaca que estos modelos muestran una tendencia similar en las deformaciones transversales, pero no en los asentamientos. Aunque las predicciones de las deformaciones transversales son bastante cercanas, el algoritmo utilizado busca alcanzar un equilibrio entre las deformaciones transversales y los asentamientos, minimizando el error existente entre ambas variables, observándose una deformación similar en ambas direcciones (asentamientos y deformaciones transversales).

La metodología propuesta por Corral (2013) ha demostrado ser efectiva en obras geotécnicas reales, habiendo sido validada previamente en excavaciones de suelos blandos y altamente anisotrópicos utilizando un modelo constitutivo simple como el Mohr-Coulomb. En este estudio, se ha comprobado su aplicabilidad en un depósito de relaves utilizando modelos constitutivos más avanzados como el Hardening Soil y el HS small.

Esta metodología requiere un costo computacional significativo debido a la complejidad del problema. El análisis del conjunto de parámetros iniciales tiene una duración aproximada de 33 minutos, mientras que el análisis de sensibilidad y el análisis inverso requieren aproximadamente 2-3 días y 30 días, respectivamente. Es importante destacar que estos cálculos se realizaron en un computador de uso personal con 4 núcleos y una velocidad base de 1,80 GHz. No obstante, se debe considerar que los computadores más modernos pueden tener hasta 24 núcleos con 8 núcleos de rendimiento a una velocidad base de 3,20 GHz. Por lo tanto, a medida que avanza la eficiencia de los computadores, la metodología se vuelve más práctica, ya que se requerirá menos tiempo de cálculo para resolver problemas complejos como los presentes en los depósitos de relaves.

7.2. Recomendaciones de Futuras Investigaciones

Basado en las observaciones realizadas durante esta investigación, se presentan las siguientes recomendaciones y posibles aplicaciones futuras de la metodología:

1. Se sugiere utilizar equipos con mayor capacidad computacional para la optimización de un conjunto más amplio de parámetros, ya que en este estudio se realizó una reducción de parámetros debido al costo computacional. Esto permitirá obtener resultados más precisos y acelerar el proceso de análisis inverso.
2. Se recomienda la incorporación de una mayor cantidad de información relacionada con la instrumentación utilizada. Esta medida permitirá enriquecer las predicciones futuras del comportamiento del depósito. Por ejemplo, se podría considerar la instalación de un inclinómetro en el muro, lo que brindaría datos adicionales sobre las deformaciones y la

estabilidad de este.

3. Se sugiere estudiar el comportamiento parcialmente saturado del muro, por ejemplo, en el modelo constitutivo Van Genuchten. Esto permitirá comprender la influencia de cada parámetro en la predicción del modelo, analizando los efectos de las variaciones en la humedad y la presión del agua en el interior del depósito, que es crucial para comprender su estabilidad y rendimiento a lo largo del tiempo.
4. Es recomendable continuar el caso de estudio de este trabajo para validar las predicciones en la Etapa 3 mediante futuras mediciones. Esto brindará mayor confiabilidad a la metodología y su aplicación en depósitos de relaves.
5. Existe un potencial considerable para aplicar la metodología en otros diseños geotécnicos, como túneles u otras estructuras. Se sugiere explorar estas aplicaciones y evaluar su eficacia en diferentes contextos geotécnicos.
6. Se recomienda evaluar la factibilidad de realizar modelos tridimensionales en lugar de los modelos bidimensionales utilizados en la validación de la metodología. Esto permitirá capturar de manera más precisa el comportamiento de las estructuras geotécnicas y obtener resultados más representativos.

Esto ampliará el alcance y utilidad de la metodología, brindando oportunidades para mejorar la precisión y la eficiencia en el análisis geotécnico.

8. BIBLIOGRAFÍA

Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. <http://www.springer.com/series/13410>

Aster, R. C., Borchers, B., & Thurber, C. (2004). *Parameter Estimation and Inverse Problems*. Elsevier Academic Press.

Baroth, J., & Malecot, Y. (2010). Probabilistic analysis of the inverse analysis of an excavation problem. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 391–398. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.12.006>

Bentley. (2021a). Material Models Manual. In *PLAXIS 2D* (V21.01). www.bentley.com

Bentley. (2021b). Reference Manual. In *PLAXIS 2D* (V21.01). www.bentley.com

Calvello, M. (2002). Inverse Analysis of a Supported Excavation through Chicago Glacial Clays. Northwestern University.

Calvello, M., & Finno, R. J. (2004). Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 410–424. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.03.004>

Carvajal Arroyo, M. I. (2018). *Desarrollo de una metodología para análisis de estabilidad física de depósitos de relaves* [Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/152946>

Corral, G. A. (2013). *Methodology for updating numerical predictions of excavation performance* [Massachusetts Institute of Technology]. <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/82864>

Dos Santos, J. A., & Correia, A. G. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 267–270.

Finno, R. J. (2007). Use of Monitoring Data to Update Performance Predictions of Supported Excavations. *FMGM 2007: Seventh International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*.

Finno, R. J., & Calvello, M. (2005). Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 826–836. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2005\)131:7\(826\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:7(826))

Finno, R. J., & Rechea, C. (2006). Use of lateral movements and strut loads in inverse analysis of supported excavations. *GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age, 2006*, 237. [https://doi.org/10.1061/40803\(187\)237](https://doi.org/10.1061/40803(187)237)

Goldberg, D. E. (1989). *Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning*. Addison-Wesley.

Grosel, S. (2021). Numerical analysis of tailing dam with calibration based on genetic algorithm and geotechnical monitoring data. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 43(1), 34–47. <https://doi.org/10.2478/sgem-2020-0008>

Ledesma, A., Gens, A., & Alonso, E. E. (1996). Estimation of parameters in geotechnical backanalysis - I. Maximum likelihood approach. *Computers and Geotechnics*, 18(1), 1–27. [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(95\)00021-2](https://doi.org/10.1016/0266-352X(95)00021-2)

Levasseur, S. (2007). *Analyse inverse en géotechnique: développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques* [Université Joseph Fourier - Grenoble I]. <http://hal.archives-ouvertes.fr/tel-00185671/>

Levasseur, S., Malecot, Y., Boulon, M., & Flavigny, E. (2010). Statistical inverse analysis based on genetic algorithm and principal component analysis: Applications to excavation problems and pressuremeter tests. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(5), 471–491. <https://doi.org/10.1002/nag.813>

Levasseur, S., Malécot, Y., Boulon, M., & Flavigny, E. (2008). Soil parameter identification using a genetic algorithm. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32, 189–213. <https://doi.org/10.1002/nag.614>

Li, X. S., & Dafalias, Y. F. (2000). Dilatancy for cohesionless soils. *Geotechnique*, 50(4), 449–460. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.449>

Lin, H.-D., Dang, P. H., & Hsieh, Y.-M. (2015). RIFT: Robust and interpolation-free technique for objective functions in geotechnical inverse analysis. *Computers and Geotechnics*, 64, 96–104. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.11.008>

Ministerio de Minería. (2007). Decreto Supremo N° 248: Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves. In *Diario Oficial* (pp. 159–182). http://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/DS248_Reglamento_DepositosRelave.pdf

Morrison, K. F. (2022). *Tailings management handbook : a life-cycle approach*. 1–1026.

Müller, L. (1982). *Ingenieurgeologie und Geomechanik als Grundlagen des Felsbaues /*

Engineering Geology and Geomechanics as Fundamentals of Rock Engineering. Springer -Verlag. <https://doi.org/10.1007/978-3-7091-8665-7>

Natick, M. A. (2004). Genetic Algorithm and Direct Search Toolbox For Use with MATLAB User's Guide. The MathWorks, Inc.

Nicholson, D., Tse, C., & Penny, C. (1999). The Observational Method in ground engineering: principles and applications. In *Report 185*.

Peck, R. B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19(2), 171–187. <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171>

Pulgar Olave, M. B. (2020). Metodología de evaluación de estabilidad física de depósitos de relaves abandonados en la zona Centro Norte de Chile [Universidad de Chile]. <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/176844>

Rechea, C., Levasseur, S., & Finno, R. (2008). Inverse analysis techniques for parameter identification in simulation of excavation support systems. *Computers and Geotechnics*, 35(3), 331–345. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.08.008>

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I. *Commissioned by Vale*, 81.

Rokonuzzaman, M., & Sakai, T. (2010). Calibration of the parameters for a hardening-softening constitutive model using genetic algorithms. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 573–579. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.02.007>

Rowe, A. P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 269(1339), 500–527. <https://doi.org/10.1098/rspa.1962.0193>

Samarajiva, P., Macari, E. J., & Wathugala, W. (2005). Genetic Algorithms for the Calibration of Constitutive Models for Soils. *International Journal of Geomechanics*, 5(3), 206–217. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1532-3641\(2005\)5:3\(206\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2005)5:3(206))

Valenzuela, L., Verdugo, R., Cmgí, J., Campaña, Z., & Opazo, C. G. (2020). Safety performance of dams in Chile highly seismic environment Geotechnical Consultant. *4th International Dam World Conference*, 1–32.

Van Genuchten, M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898. [https://hwbdocuments.env.nm.gov/Los Alamos National Labs/TA 54/11569.pdf](https://hwbdocuments.env.nm.gov/Los%20Alamos%20National%20Labs/TA%2054/11569.pdf)

Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A., & Valenzuela, P. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*, *51*(4), 449–464. <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0142>

Ze-Zhou, W., Huat, G. S., Ghee, K. C., & Smith, I. F. C. (2018). Soil parameter identification for excavations: A falsification approach. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX*, *2*, 1181–1188. <https://doi.org/10.1201/9781351003629-149>

Zheng, D., Huang, J., Li, D.-Q., Kelly, R., & Sloan, S. W. (2018). Embankment prediction using testing data and monitored behaviour: A Bayesian updating approach. *Computers and Geotechnics*, *93*, 150–162. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.05.003>

ANEXOS

ANEXO A – Modelos Constitutivos

Es importante destacar que este trabajo se desarrolla utilizando el software PLAXIS, por lo tanto, este ANEXO se basa en el manual “PLAXIS Material Models” (Bentley, 2021a), que proporciona las bases teóricas utilizadas por el software y describe las limitaciones de sus modelos constitutivos.

El modelado de los materiales se realiza mediante un conjunto de ecuaciones matemáticas que relacionan las tensiones y deformaciones. En PLAXIS, todos los materiales se basan en una relación entre el esfuerzo efectivo (σ') y la tasa de deformación ($\dot{\epsilon}$), considerando incrementos infinitesimales.

El sistema de coordenadas utilizado en PLAXIS se muestra en la Figura 0-1:

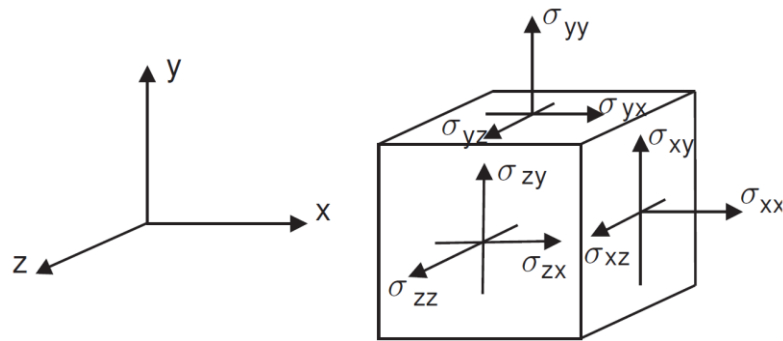


Figura 0-1. Sistema de coordenada tridimensional y convención de signos para las tensiones (Bentley, 2021a)

Definición General de las Tensiones

Los esfuerzos se definen a través de un tensor de tensiones, representado en la ecuación (0-1).

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (0-1)$$

De acuerdo con la teoría de deformación estándar, el tensor de tensiones es simétrico, lo que implica que: $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ y $\sigma_{xz} = \sigma_{zx}$. Debido a la simetría, los esfuerzos se pueden expresar como un vector:

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T \quad (0-2)$$

El esfuerzo total se considera utilizando el principio de Terzaghi, que combina el esfuerzo efectivo y la presión de poros ($\underline{\sigma}_w$), como se muestra en la ecuación (0-3).

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{\sigma}_w \quad (0-3)$$

Las presiones de poros se refieren al efecto del agua sin tener en cuenta la tensión cortante, lo que hace que las tensiones totales de corte sean iguales a las efectivas. El agua se considera como isotrópica, por lo tanto, la presión de poros se puede representar mediante una única componente (p_w), como se muestra en la ecuación (0-4).

$$\underline{\sigma}_w = (p_w \ p_w \ p_w \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (0-4)$$

El modelado de materiales considera en general a el suelo y la roca como una relación entre el esfuerzo efectivo y los incrementos infinitesimales de deformación. Esto se expresa mediante un vector de esfuerzos efectivos ($\underline{\sigma}'$) que incluye componentes en todas las direcciones, como se muestra en la ecuación (0-5).

$$\underline{\sigma}' = (\dot{\sigma}'_{xx} \ \dot{\sigma}'_{yy} \ \dot{\sigma}'_{zz} \ \dot{\sigma}'_{xy} \ \dot{\sigma}'_{yz} \ \dot{\sigma}'_{zx})^T \quad (0-5)$$

En PLAXIS, los esfuerzos principales son ordenados de manera algebraica, donde σ'_1 representa el esfuerzo principal de compresión mayor y σ'_3 el menor ($\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$). Los esfuerzos principales se refieren a un sistema de coordenadas específico como se muestra en la Figura 0-2.

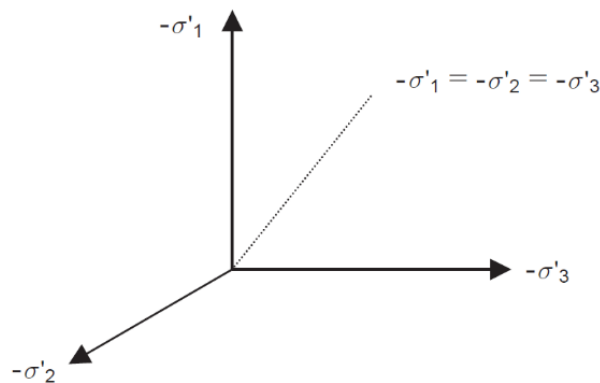


Figura 0-2. Esfuerzos principales efectivos en el espacio (Bentley, 2021a)

Además, en el análisis de tensiones principales, se pueden definir invariantes de tensiones que son medidas de esfuerzos independientes de la orientación de las coordenadas. Entre los invariantes más utilizados se encuentran p' , que representa el esfuerzo efectivo promedio, y q , que es equivalente al esfuerzo cortante. Estos invariantes son calculados mediante la ecuación (0-6), donde p' se obtiene como el tercio de la suma de los esfuerzos principales y q se determina a partir de la raíz cuadrada de una expresión que involucra las diferencias cuadráticas de los esfuerzos principales.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}\left((\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma'^2_{xy} + \sigma'^2_{yz} + \sigma'^2_{zx})\right)}$$
 (0-6)

Es importante destacar que cuando se asume que el esfuerzo radial es isotrópico ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), el esfuerzo cortante puede ser calculado mediante la ecuación (0-7).

$$q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|$$
 (0-7)

Definición General de las Deformaciones

Las deformaciones también se representan mediante una matriz cartesiana como se muestra en la ecuación (0-8).

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$
 (0-8)

Las deformaciones son derivadas de las componentes de desplazamientos (u). Y se utiliza la teoría de pequeñas deformaciones, donde la suma de los complementos cartesianos de corte resulta en un esfuerzo cortante (γ). El vector de esfuerzo ($\underline{\underline{\sigma}}$), definido en la ecuación (0-9), incluye las componentes de deformación y esfuerzo cortante.

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T$$
 (0-9)

Todas las componentes están definidas en el sistema cartesiano, como se describe en la ecuación (0-10), donde las derivadas parciales de los desplazamientos (u) respecto a las coordenadas (x, y, z) determinan las diferentes componentes de deformación.:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z}$$
 (0-10)

Como se mencionó anteriormente en la sección 0, en el modelado de los materiales se consideran los incrementos infinitesimales de deformación, tal como se muestra en la ecuación (0-11).

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \ \dot{\varepsilon}_{yy} \ \dot{\varepsilon}_{zz} \ \dot{\gamma}_{xy} \ \dot{\gamma}_{yz} \ \dot{\gamma}_{zx})^T$$
 (0-11)

En relación con las deformaciones, también es posible definir invariantes con las componentes principales. La deformación volumétrica (ε_V) corresponde a la suma de las componentes normales de deformación. Si la deformación volumétrica es negativa, quiere decir que existe contracción en el material, mientras que, si es positiva, existe dilatación.

$$\varepsilon_V = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (0-12)$$

Sin embargo, cuando se realiza la actualización de la malla de cálculo, la deformación volumétrica se define por la ecuación (0-13), que considera además productos de las componentes de deformación. Esta expresión tiene en cuenta efectos de deformación adicionales que pueden surgir durante la actualización de la malla.

$$\varepsilon_V = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{xx}\varepsilon_{yy} + \varepsilon_{xx}\varepsilon_{zz} + \varepsilon_{yy}\varepsilon_{zz} + \varepsilon_{xx}\varepsilon_{yy}\varepsilon_{zz} \quad (0-13)$$

Otra invariante dentro de las deformaciones es la deformación desviatoria (ε_q), que se calcula utilizando las componentes principales de deformación y esfuerzo cortante:

$$\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy})^2 + (\varepsilon_{yy} - \varepsilon_{zz})^2 + (\varepsilon_{zz} - \varepsilon_{xx})^2] + \frac{1}{3} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} \quad (0-14)$$

En el caso triaxial, donde se considera que el esfuerzo radial es isotrópico ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$), la ecuación (0-15) proporciona una forma simplificada de calcular la deformación desviatoria:

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} |\varepsilon_1 - \varepsilon_3| \quad (0-15)$$

Modelo Elástico Lineal (LE)

Modelar materiales como suelo o roca, utiliza una expresión de incremento infinitesimal del esfuerzo efectivo, basada en la ley de Hooke:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}} = \underline{\underline{M}} \cdot \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} \quad (0-16)$$

Donde, $\underline{\underline{M}}$ es la matriz de rigidez del material, la cual se define a través de dos parámetros: el módulo de Young efectivo (E') y el módulo de Poisson efectivo (ν').

Debido a que se trabaja con la teoría de elasticidad de acuerdo con la ley de Hooke, se pueden establecer correlaciones entre el módulo de Young y el módulo de Poisson efectivo con otros parámetros de rigidez, como: El módulo de corte (G), módulo volumétrico (K) y el módulo edométrico (E_{oed}).

$$G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad (0-17)$$

$$K = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (0-18)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E'}{(1 - 2\nu')(1 + \nu')} \quad (0-19)$$

Además de estas correlaciones de los parámetros de rigidez, la ley de Hooke proporciona otra alternativa para el cálculo de deformación en el material, que puede ser utilizada en el modelado, mostrada a continuación:

$$\begin{bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_q \end{bmatrix} \quad (0-20)$$

Modelo Hardening Soil (HS)

Este es un modelo de endurecimiento isotrópico, la superficie de fluencia de un modelo de plasticidad con endurecimiento no está fija en el espacio de esfuerzo principal, sino que puede expandirse debido a la deformación plástica.

El endurecimiento se puede dividir en 2 tipos:

- Endurecimiento por corte: Este tipo de endurecimiento se utiliza para representar las deformaciones irreversibles causadas por cargas desviática principales. Permite modelar la disminución de la rigidez del material debido a la deformación plástica en respuesta a la carga desviática.
- Endurecimiento por compresión: Este tipo de endurecimiento se utiliza para modelar las deformaciones plásticas irreversibles causadas por la compresión primaria en carga, como la carga aplicada en un edómetro y la carga isotrópica.

Ambos tipos de endurecimiento están presentes en este modelo, el HS es un modelo avanzado que funciona para modelar distintos tipos de suelos. Cuando el suelo se encuentra sometido a una carga desviática, puede representar la disminución de la rigidez del material debido a las deformaciones plásticas irreversibles.

Relación Hiperbólica para Triaxial Drenado

En el modelo Hardening Soil, se emplea una relación hiperbólica entre la deformación vertical (ε_1) y el esfuerzo desviático (q) en un triaxial drenado cargado en compresión. Esta relación se describe mediante la siguiente ecuación:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \rightarrow q < q_f \quad (0-21)$$

Donde, q_a representa el esfuerzo de corte asintótico, E_i es la rigidez inicial obtenida a partir de una correlación con el módulo secante al 50% del esfuerzo máximo (E_{50}), todos estos parámetros se pueden observar en la Figura 0-3.

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (0-22)$$

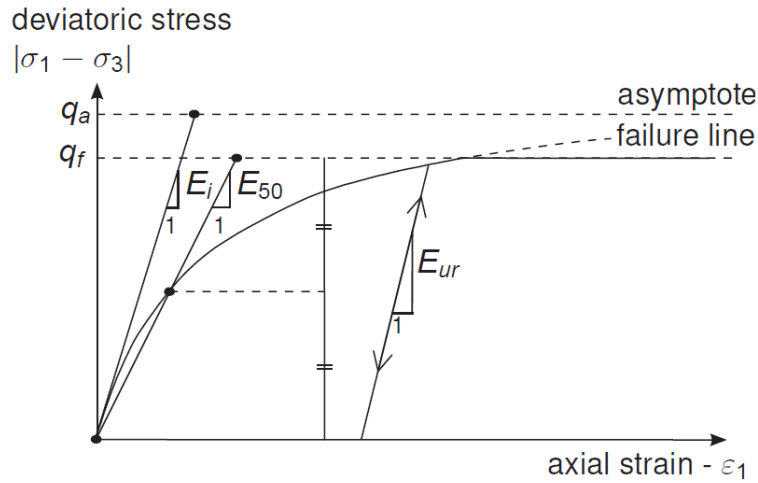


Figura 0-3. Relación hiperbólica en un plano de esfuerzo-deformación para un triaxial drenado estándar (Bentley, 2021a)

El parámetro E_{50} es dependiente de la presión de confinamiento para una carga de compresión calculado a través de la siguiente ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \sin(\varphi)} \right)^m \quad (0-23)$$

Donde, E_{50}^{ref} es el módulo secante al 50% del esfuerzo máximo de referencia correspondiente a la presión de confinamiento de referencia (p^{ref}), σ'_3 es el confinamiento utilizado en el ensayo triaxial y m es un parámetro específico del modelo. El valor de m puede ser 1,0 para arcillas sueltas y 0,5 para arenas ($0,5 \leq m \leq 1,0$).

El esfuerzo desviatorio último (q_f) y el q_a se definen de la siguiente manera:

$$q_f = (c \cdot \cot(\varphi) - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad (0-24)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (0-25)$$

El valor de q_f se obtiene utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb a través de los parámetros de resistencia c y φ , donde $q = q_f$. La relación entre q_f y q_a está determinada por el parámetro de relación de falla (R_f).

El E_{ur} es otro parámetro dependiente de la presión de confinamiento, similar al parámetro E_{50} , a través de la siguiente ecuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \sin(\varphi)} \right)^m \quad (0-26)$$

Aproximación de Hipérbola para el Modelo Hardening Soil

En el estado general de esfuerzos q puede ser remplazado por \tilde{q} , donde:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1) \cdot \sigma'_2 - \alpha \cdot \sigma'_3 \rightarrow \alpha = \frac{3 + \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} \quad (0-27)$$

Sin embargo, por conveniencia, el modelo considera $\sigma'_2 = \sigma'_3$ y σ'_1 es el esfuerzo principal mayor para un ensayo triaxial en carga. Además, se asume $q < q_f$, como se observa en la Figura 0-3.

La función de fluencia se endurece por corte a través de la siguiente ecuación:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (0-28)$$

Donde, \bar{f} es una función de esfuerzo y γ^p es una función de la deformación plástica, definidas a través de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (0-29)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_V^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (0-30)$$

ε_V^p es la deformación volumétrica plástica, que en suelos duros es muy pequeña; por lo tanto, se realiza la aproximación $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$.

Una característica esencial de \bar{f} es que debe coincidir con la ley hiperbólica, y para asegurar

esta coincidencia, se considera la carga primaria, lo que implica que la función de fluencia sea $f = 0$.

$$\bar{f} = \gamma^p$$

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{\bar{f}}{2} = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (0-31)$$

El modelo también considera deformaciones elásticas, dadas por las siguientes ecuaciones:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \cdot \frac{q}{E_{ur}} \quad (0-32)$$

Donde ν_{ur} es la relación de Poisson de carga-descarga.

Para la carga desviatoria en el ensayo triaxial, la deformación axial es una suma de la componente elástica y plástica, como se muestra a continuación:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (0-33)$$

Esta relación se mantiene siempre que no haya deformación volumétrica plástica ($\varepsilon_V^p = 0$).

Deformación Plástica Volumétrica

Se debe tener en consideración la relación de la deformación plástica de corte γ^p , ya que es posible calcular la deformación volumétrica plástica (ε_V^p). Como todos los modelos de plasticidad, el modelo HS establece una relación entre los incrementos de deformación plástica, descrita a través de la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_V^p = \sin(\psi_m) \cdot \dot{\gamma}^p \quad (0-34)$$

Donde, ψ_m es el ángulo de dilatación movilizado y depende del ángulo de fricción movilizada, como se muestra en la Figura 0-4.

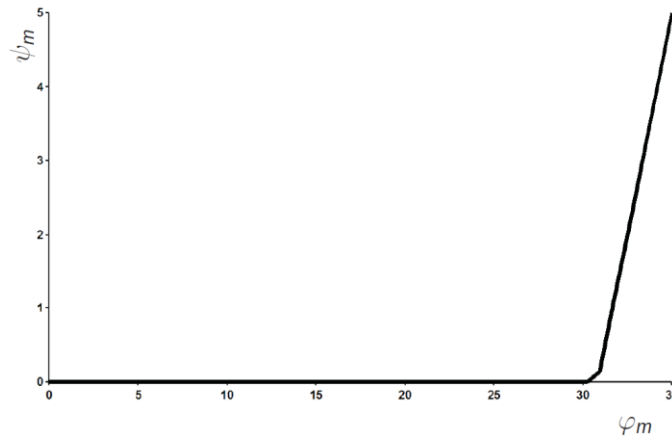


Figura 0-4. Relación entre el ángulo de fricción movilizado y el ángulo de dilatación movilizada para el modelo HS (Bentley, 2021a)

El ángulo de fricción movilizado depende de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}
 \sin(\psi_m) < 3/4 \cdot \sin(\varphi) & \rightarrow \psi_m = 0^\circ \\
 \sin(\psi_m) \geq 3/4 \cdot \sin(\varphi) & \rightarrow \sin(\psi_m) = \max\left(\frac{\sin(\varphi_m) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi_m) \cdot \sin(\varphi_{cv})}, 0\right) \\
 \psi > 0 & \\
 \sin(\psi_m) \geq 3/4 \cdot \sin(\varphi) & \rightarrow \psi_m = \psi \\
 \psi \leq 0 & \\
 \varphi = 0 & \rightarrow \psi_m = 0^\circ
 \end{aligned} \tag{0-35}$$

Donde, φ_{cv} es el ángulo de fricción en el estado crítico siendo una constante independiente de la densidad del material y φ_m es el ángulo de fricción movilizado.

$$\sin(\psi_m) = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2 \cdot c \cdot \cot(\varphi)} \tag{0-36}$$

En la ecuación (0-36), se realiza una pequeña adaptación de la conocida ecuación de Rowe (1962) para la teoría de dilatación.

En las propiedades de esfuerzo-dilatancia, el material contrae cuando los esfuerzos son pequeños ($\varphi_m < \varphi_{cv}$) y se dilata cuando los esfuerzos son elevados ($\varphi_m > \varphi_{cv}$). En la falla, el ángulo de fricción movilizado es igual al ángulo de fricción del suelo ($\varphi_m = \varphi$), explicado a través de la siguiente ecuación:

$$\sin(\psi) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi_{cv})}$$

$$\downarrow$$

$$\sin(\varphi_{cv}) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\psi)}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\psi)}$$
(0-37)

Parámetros del Modelo

Este modelo requiere de siete (7) parámetros fundamentales para su funcionamiento, de los cuales tres son conocidos del modelo Mohr Coulomb (MC) utilizando sus parámetros de resistencia φ' , c y ψ (Bentley, 2021a).

Tabla 0-1. Parámetros de falla del modelo Mohr-Coulomb en el modelo HS

Parámetros	Unidades
$c \rightarrow$ Cohesión	$[kN/m^2]$
$\varphi' \rightarrow$ Ángulo de fricción	$[^\circ]$
$\psi \rightarrow$ Ángulo de dilatación	$[^\circ]$

Tabla 0-2. Parámetros básicos de rigidez para el modelo Hardening Soil

Parámetros	Unidades
$E_{50}^{ref} \rightarrow$ Rigidez secante del 50% de la resistencia máxima para un triaxial drenado estándar	$[kN/m^2]$
$E_{oed}^{ref} \rightarrow$ Rigidez tangente para la carga primaria en un ensayo edométrico	$[kN/m^2]$
$E_{ur}^{ref} \rightarrow$ Rigidez de carga-recarga (por defecto $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$)	$[kN/m^2]$
$m \rightarrow$ Parámetro de para la rigidez, según el estado de esfuerzo	$[-]$

Tabla 0-3. Parámetros avanzados del modelo Hardening Soil

Parámetros	Unidades
$\nu_{ur} \rightarrow$ Relación de Poisson para carga-recarga (por defecto $\nu_{ur} = 0,2$)	$[-]$
$p^{ref} \rightarrow$ Presión de referencia para la rigidez (por defecto $p^{ref} = 100$)	$[kN/m^2]$
$K_0^{nc} \rightarrow$ Valor para suelo normalmente consolidado (por defecto $K_0^{nc} = 1 - \sin(\varphi)$)	$[-]$
$R_f \rightarrow$ Relación de falla q_f/q_a (por defecto $R_f = 0,9$)	$[-]$
$\sigma_{tension} \rightarrow$ Resistencia a la tracción (por defecto $\sigma_{tension} = 0$)	$[kN/m^2]$

Dentro de los parámetros básicos también existen alternativas para el cálculo de la rigidez del suelo.

Tabla 0-4. Parámetros alternativos para el cálculo de rigidez en el modelo HS

Parámetros	Unidades
$C_c \rightarrow$ Índice de compresión	[–]
$C_s \rightarrow$ Índice de descarga-recarga	[–]
$e_{init} \rightarrow$ Relación de vacíos inicial	[–]

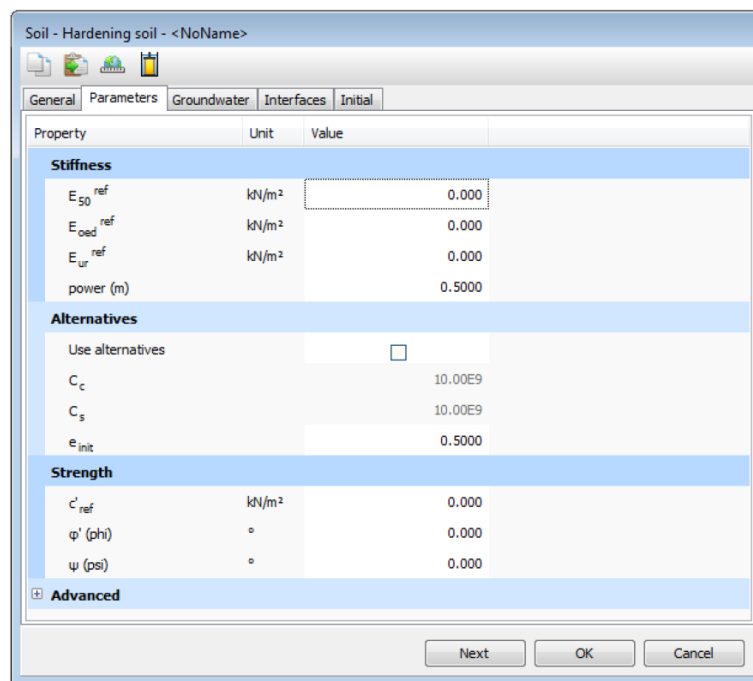


Figura 0-5. Parámetros del modelo Hardening Soil (Bentley, 2021a)

Módulos de Rigidez E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} , y Parámetro m

Aquí se presenta una ventaja del modelo HS en comparación con el modelo MC, debido a que es un modelo hiperbólico para la curva de esfuerzo-deformación que depende del estado tensional del suelo. Esta característica proporciona una mayor capacidad de representación del comportamiento del suelo en comparación con el modelo MC.

El módulo E_{50}^{ref} se define en función del esfuerzo principal menor efectivo ($-\sigma_3' = p^{ref}$), la presión de referencia (p^{ref}) por defecto es de 100 kN/m^2 , pero puede ser modificado según sea necesario. El modelo no utiliza el módulo de corte (G) como parámetro de entrada, sin

embargo, se debe recordar que el parámetro E_{ur}^{ref} sigue la ley de Hooke de elasticidad isotrópica, por lo tanto, se puede utilizar la correlación entre estos parámetros a través de la relación de Poisson de descarga-recarga.

$$E_{ur} = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu_{ur}) \quad (0-38)$$

Ambos módulos de rigidez se pueden apreciar en la Figura 0-6.

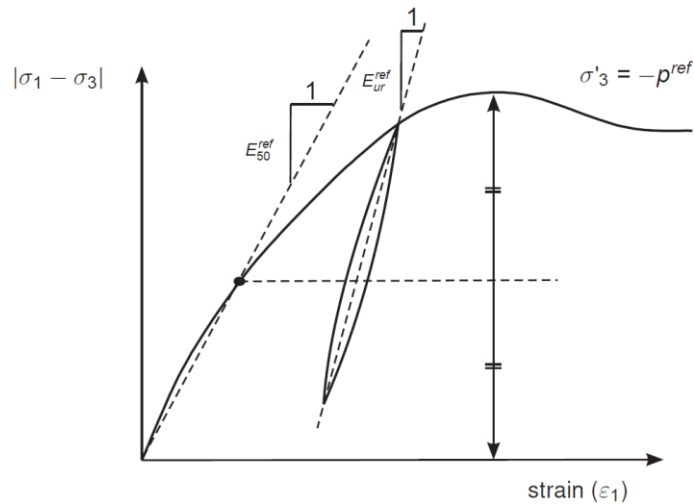


Figura 0-6. Definición de E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} en triaxial drenado estándar (Bentley, 2021a)

Este modelo no presenta una relación directa entre la rigidez del triaxial drenada (E_{50}) y la rigidez edométrica (E_{oed}) para la compresión unidimensional. Pero puede ser ingresada a través de la siguiente ecuación:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \cdot \sin(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \sin(\varphi)} \right)^m \quad (0-39)$$

Donde K_0^{nc} es el coeficiente de presión efectiva normalmente consolidado.

Corte de la Dilatancia

Durante el proceso de corte de un material, es posible que experimente dilatancia, este es un fenómeno que ocurre hasta alcanzar el estado crítico del geomaterial como se observa en la Figura 0-7. En el modelo HS, se puede incorporar este comportamiento mediante la inclusión de la dilatancia crítica (Dilatancy cut-off), para agregar este comportamiento se debe agregar la relación de vacíos inicial (e_{init}) y la relación de vacíos máxima (e_{max}), que definen el rango en el cual ocurre este comportamiento.

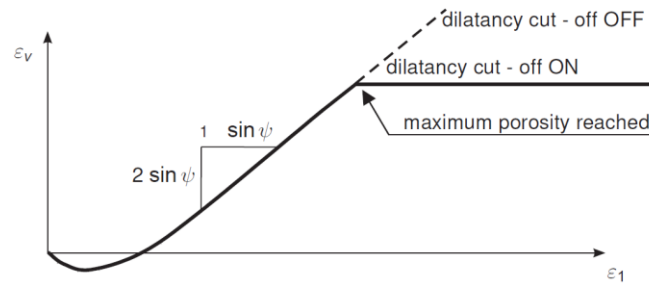


Figura 0-7. Curva de deformación volumétrica en un triaxial drenado estándar aplicando el corte de la dilatación (Bentley, 2021a)

Así como cambia el comportamiento volumétrico del material, también varía el ángulo de fricción movilizado:

- Cuando $e < e_{max}$:

$$\sin(\psi_m) = \frac{\sin(\varphi_m) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi_m) \cdot \sin(\varphi_{cv})} \quad (0-40)$$

$$\downarrow$$

$$\sin(\varphi_{cv}) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\psi)}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\psi)}$$

- Cuando $e \geq e_{max}$:

$$\psi_m = 0 \quad (0-41)$$

La relación de vacíos se correlaciona con el cambio volumétrico mediante la siguiente ecuación:

$$-(\varepsilon_v - \varepsilon_v^{init}) = \ln\left(\frac{1 + e}{1 - e_{init}}\right) \quad (0-42)$$

El índice de vacíos inicial (e_{init}) representa la relación de vacíos que tiene el suelo in-situ, mientras que la relación de vacíos máxima (e_{max}) se establece en el estado crítico del suelo. Aunque e_{init} es un parámetro de entrada del modelo, no es un parámetro utilizado dentro del contexto del modelo Hardening Soil.

Es importante tener en cuenta que la opción *Dilatancy cut-off* solo está disponible en los modelos de suelo drenado. En los modelos no drenados esta opción no está disponible y por seguridad PLAXIS recomienda utilizar $\psi = 0^\circ$.

Superficie de Fluencia de la Tapa en el Modelo

La superficie de fluencia por corte no es suficiente para explicar las deformaciones

volumétricas plásticas generadas por la compresión isotrópica, la cual se observa en los suelos blandos. Por lo tanto, existe una segunda superficie de fluencia para cerrar la región elástica en la trayectoria de tensiones en compresión. Esta superficie es necesaria para desarrollar un modelo independiente de los parámetros E_{50}^{ref} y E_{oed}^{ref} . El módulo obtenido del ensayo triaxial permite controlar la superficie de fluencia por corte, mientras que el módulo edométrico se utiliza para controlar la superficie de fluencia de la tapa.

La función de fluencia de la tapa se define a través de la siguiente función:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (0-43)$$

Donde M es un parámetro del modelo relacionado con K_0^{nc} , los valores de p' y \tilde{q} ya fueron discutidos con anterioridad, donde $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ y $\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1) \cdot \sigma'_2 - \alpha \cdot \sigma'_3$ con $\alpha = (3 + \sin(\varphi))/(3 - \sin(\varphi))$. El valor de \tilde{q} es una medida de esfuerzo especial para el esfuerzo desviatorio: para la compresión triaxial ($-\sigma'_1 > -\sigma'_2 = -\sigma'_3$), $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$, y para el caso de un ensayo triaxial de extensión ($-\sigma'_1 = -\sigma'_2 > -\sigma'_3$), $\tilde{q} = -\alpha \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3)$. La superficie de fluencia de la tapa es determinada por el esfuerzo isotrópico de preconsolidación (p_p). En el plano $p' - \tilde{q}$ la superficie de fluencia se representa como una elipse con centro en el origen, como se observa la Figura 0-8. La región elástica puede reducirse a través de la Tensión cut-off.

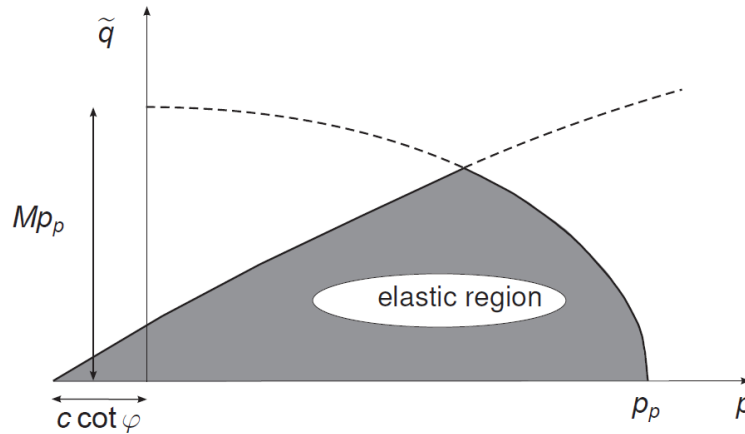


Figura 0-8. Superficie de fluencia del modelo HS (Bentley, 2021a)

La relación entre el incremento del esfuerzo isotrópico de preconsolidación (\dot{p}_p) y la deformación volumétrica en la tapa ($\dot{\epsilon}_V^{pc}$), se establece por la siguiente ecuación:

$$\dot{\epsilon}_V^{pc} = \frac{K_s}{K_c} - 1 \cdot \left[\left(\frac{p_p + c \cdot \cot(\varphi)}{p^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^{-m} \right] \cdot \dot{p}_p \quad (0-44)$$

K_s^{ref} es el módulo volumétrico de referencia para un ensayo de descarga-recarga y se calcula mediante la ecuación (0-45):

$$K_s^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{ur})} \quad (0-45)$$

Donde, K_s/K_c es la relación entre el módulo volumétrico en hinchamiento isotrópico y la compresión primaria isotrópica, y el valor de p_p es definido a través de la sobreconsolidación (OCR). La deformación volumétrica de la tapa es la deformación volumétrica plástica en compresión isotrópica.

Los parámetros m y p^{ref} son parámetros constantes del modelo, K_s/K_c y M son parámetros constantes de la tapa, pero que no son calculados por el usuario, sino que son calculados internamente en el modelo, como:

$$M \leftrightarrow K_0^{nc} \quad [Por\ defecto\ K_0^{nc} = 1 - \sin(\varphi)] \quad (0-46)$$

$$\frac{K_s}{K_c} \approx \frac{E_{ur}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \cdot \frac{K_0^{nc}}{(1 + 2 \cdot K_0^{nc}) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{ur})} \quad (0-47)$$

Para comprender mejor las superficies de fluencia del modelo Hardening Soil, se presenta la Figura 0-9. La primera superficie de fluencia está representada por líneas rectas y se define mediante los parámetros de resistencia del modelo Mohr-Coulomb. La segunda superficie de fluencia es la denominada "tapa" explicada en esta sección.

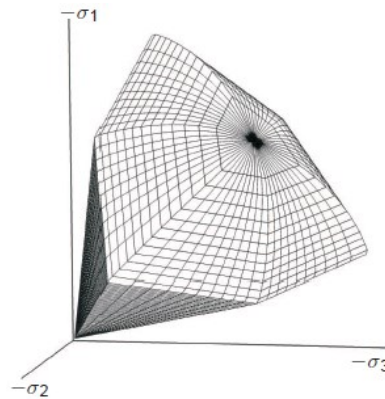


Figura 0-9. Superficie de fluencia del modelo HS en el espacio de esfuerzos principales para un suelo sin cohesión (Bentley, 2021a)

Modelo Hardening Soil small Strain (HS small)

El modelo HS considera un comportamiento elástico en la rama de descarga-recarga, sin embargo, los suelos no son elásticos y la capacidad para comportarse elásticamente es limitada. A

medida que aumenta la deformación, la rigidez del suelo decrece de forma no lineal, que al ser graficada en escala semilogarítmica presenta una curva en forma de “S” como se observa en la Figura 0-10.

La rigidez del suelo que debe utilizarse en los análisis de las estructuras geotécnicas no se encuentra en el del rango de deformación final, sino en el rango de deformaciones muy pequeñas. Por lo tanto, la dependencia no lineal de la rigidez con la deformación debe tenerse en cuenta. El HS small ofrece todas las características del modelo HS y aborda la variación de la rigidez con la deformación incluyendo dos parámetros:

- El módulo de corte inicial o de muy pequeñas deformaciones (G_0).
- El nivel de deformación al corte en el cual el módulo de corte se ha reducido en un 70% ($\gamma_{0,7}$).

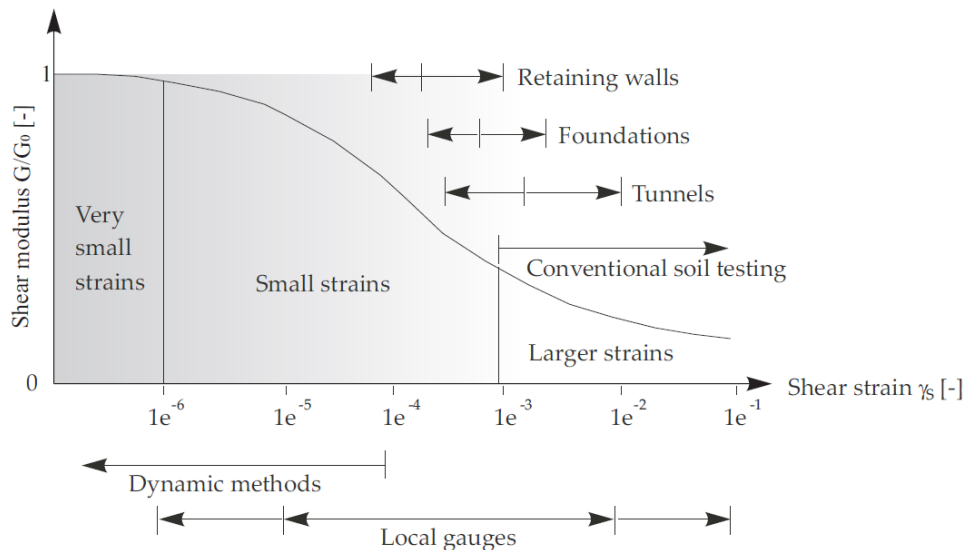


Figura 0-10. Curva semilogarítmica rigidez-deformación para ensayos de laboratorio y estructuras en rangos típicos de deformación del suelo, según Atkinson & Salfors, 1991 (Bentley, 2021a)

Descripción de rigidez con pequeñas deformaciones con una ley hiperbólica simple

La rigidez a pequeñas deformaciones es un fenómeno bien conocido dentro de la dinámica de suelos. La diferencia en las rigideces se atribuye principalmente a la naturaleza de la carga, como la velocidad de deformación y las fuerzas inerciales, por ejemplo, en lugar de las magnitudes de las deformaciones aplicadas, que suelen ser pequeñas en las condiciones dinámicas (excluyendo los terremotos). Y ya que la naturaleza de la carga tiene poco impacto en la rigidez inicial del suelo, la rigidez inicial y la rigidez dinámica se consideran similares.

Uno de los modelos más usados en de la dinámica de suelos es el modelo de Hardin-

Drnevich, que ha demostrado estar bien correlacionados con las curvas de esfuerzo-deformación para pequeñas deformaciones y puede ser descrita a través de una ley hiperbólica. Esta relación se puede expresar como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (0-48)$$

Donde γ_r es el umbral de deformación por corte y se define como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (0-49)$$

Donde τ_{max} es el esfuerzo de corte en la falla.

Si bien determinar el umbral de deformación por corte más pequeño conlleva a muchos errores, Dos Santos & Correia (2001) sugieren usar una deformación de corte aproximadamente al 70% del módulo de corte inicial. Siendo este caso, la ecuación (0-48) se reescribe como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \cdot \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad ; \quad a = 0,385 \quad (0-50)$$

Donde $a = 0,385$ y $\gamma = \gamma_{0,7}$ dado $G_s/G_0 = 0,722$, lo que representa aproximadamente el 72,2% del valor inicial.

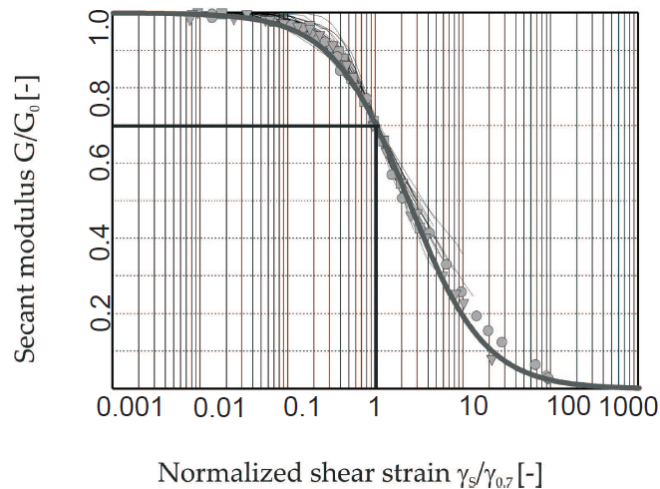


Figura 0-11. Deformación por corte sugerida según Santos y Correia, 2001 (Bentley, 2021a)

Dentro de HS small, la relación esfuerzo-deformación puede reformularse a partir del módulo de corte secante:

$$\tau = G_s \cdot \gamma = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + 0,385 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (0-51)$$

Al tomar la derivada respecto a la deformación por corte, se obtiene el módulo de corte tangente:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)^2} \quad (0-52)$$

La curva de degradación de rigidez llega hasta la plastificación del material. En los modelos HS y HS small, la degradación se simula mediante el endurecimiento por deformación. El modelo HS small, limita la degradación de la rigidez en el límite inferior, el cual se determina a través de ensayos de laboratorio convencionales:

- El módulo de corte tangente (G_t) se utiliza para introducir la rigidez de descarga-recarga (G_{ur}) a través de:

$$G_t \geq G_{ur} \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (0-53)$$

- La deformación de corte puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0,7} \quad (0-54)$$

En el modelo HS small, se calcula el módulo de corte tangente integrando la curva de reducción de rigidez secante sobre el incremento real de la deformación de corte. Esto proporciona la curva de reducción utilizada en el modelo HS small.

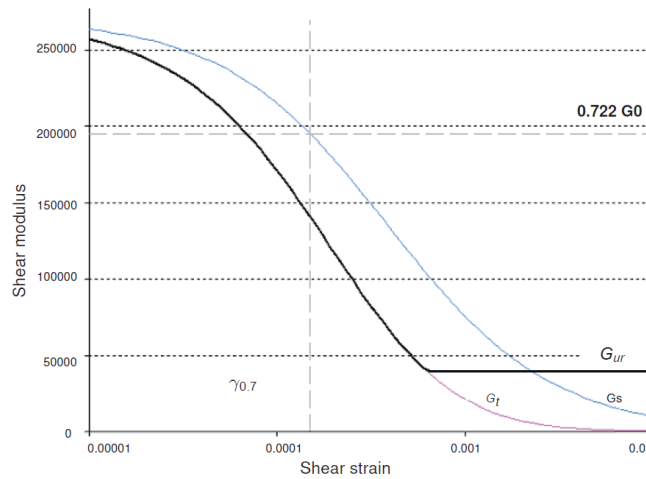


Figura 0-12. Curva de reducción del módulo de corte tangente y secante (Bentley, 2021a)

Parámetros del modelo

Este modelo requiere de los mismos parámetros del HS, mostrados en la Tabla 0-1, Tabla 0-2 y Tabla 0-3. Además de estos parámetros, se requieren de otros dos parámetros específicos del modelo HS small.

Tabla 0-5. Parámetros adicionales al modelo HS utilizados en el modelo HS small

Parámetros	Unidades
$G_0^{ref} \rightarrow$ Módulo de corte de referencia a deformaciones muy pequeñas ($\varepsilon < 10^{-6}$)	[–]
$\gamma_{0,7} \rightarrow$ Umbral de deformación por corte donde $G_s = 0,722 \cdot G_0$	[kN/m ²]

Los parámetros de rigidez del modelo HS small: E_{50} , E_{ur} y $E_0 = 2 \cdot G_0 \cdot (1 + \nu_{ur})$, están definidos a través de un ensayo triaxial drenado, utilizando la curva esfuerzo-deformación. La Figura 0-13 ilustra esta curva y su relación con los parámetros de rigidez.

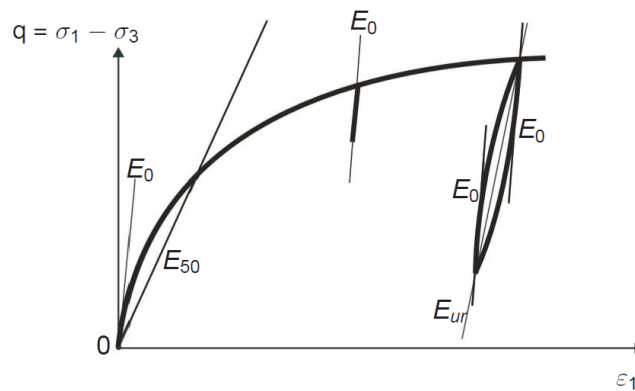


Figura 0-13. Parámetros de rigidez del modelo HS small en ensayo triaxial (Bentley, 2021a)

Diferencias con el modelo Hardening Soil

La regla de flujo de endurecimiento por corte es la misma que en el modelo HS, vista en la ecuación (0-34). Sin embargo, en el modelo HS small, el ángulo de fricción movilizado (ψ_m) se calcula de manera diferente.

En el modelo HS se limita el valor inferior de ψ_m a cero, en el modelo HS small no se impone esta restricción, esto se debe a que limitar ψ_m a cero en el modelo HS small podría resultar en deformaciones volumétricas plásticas muy pequeñas. En el modelo HS small, se utiliza el enfoque propuesto por Li & Dafalias (2000) para calcular ψ_m cuando se obtiene un valor negativo utilizando la ley de Rowe (1962).

$$\sin(\psi_m) = \frac{1}{10} \cdot \left(-M \cdot e^{\left[\frac{1}{15} \cdot \ln\left(\frac{\eta \cdot q}{M \cdot q_a}\right) \right]} + \eta \right) \quad (0-55)$$

Donde, M es la relación de esfuerzo en la falla y $\eta = \max\left(\frac{q}{p}; \frac{1-K_0}{\frac{1}{3}(1+2 \cdot K_0)}\right)$. El ángulo de fricción movilizado del modelo HS small se puede observar en la Figura 0-14.

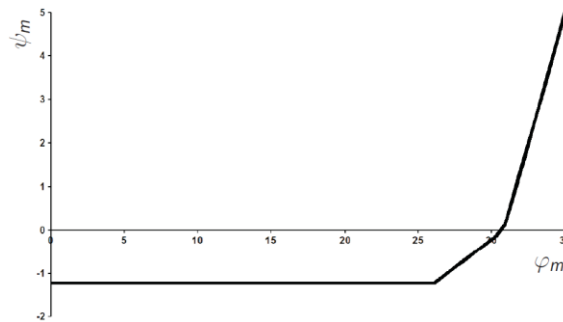


Figura 0-14. Relación entre el ángulo de fricción movilizado y el ángulo de dilatación movilizada para el modelo HS small (Bentley, 2021a)

Modelo Van Genuchten (VG)

El modelo VG se utiliza para describir los parámetros hidráulicos del flujo de agua en zonas no saturadas en el suelo. Este se basa en la curva característica del agua del suelo (SWCC), que representa la capacidad que tiene el suelo para retener agua a diferentes tensiones.

La función de Van Genuchten (1980) que se utiliza en PLAXIS, consta de tres (3) parámetros y relaciona la saturación del suelo (S) con la succión ψ_{unsat} :

$$S(\psi_{unsat}) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) \cdot [1 + (g_a |\psi_{unsat}|)^{g_n}]^{g_c} \quad (0-56)$$

Donde:

$$\psi_{unsat} = \frac{p_w}{\gamma_w} \quad (0-57)$$

Tabla 0-6. Parámetros del modelo Van Genuchten

Parámetros	Unidades
$p_w \rightarrow$ Presión de poros (succión).	$[kN/m^2]$
$\gamma_w \rightarrow$ Peso unitario del fluido	$[kN/m^3]$
$S_{res} \rightarrow$ Saturación residual, describe parte del fluido remanente en los poros, tomando en consideración alturas de succión elevadas.	$[-]$
$S_{sat} \rightarrow$ Condición saturada, incluso cuando existe burbuja porque el aire puede quedar atrapado, el valor por defecto es $S_{sat} = 1$.	$[-]$
$g_a, g_n, g_c \rightarrow$ Parámetros de ajuste para calibrar el modelo.	$[-]$

- g_a : Se asocia al punto de entrada de aire en el suelo cuando se está secando, lo que controla la caída de la curva característica del agua del suelo. En la Figura 0-15 se puede observar como este parámetro afecta la forma de la curva.
- g_n : está relacionado con la tasa de extracción de agua una vez que el suelo ha alcanzado el punto de ingreso de aire. Este parámetro controla la transición del suelo hacia la saturación residual. La Figura 0-16 ilustra como influye en la forma de la curva característica del agua del suelo.
- g_c está relacionado a la saturación residual y se refiere a la curvatura en el rango de las succiones fuertes. En PLAXIS g_c se calcula según el valor de g_n de acuerdo con la siguiente expresión:

$$g_c = \frac{1 - g_n}{g_n} \quad (0-58)$$

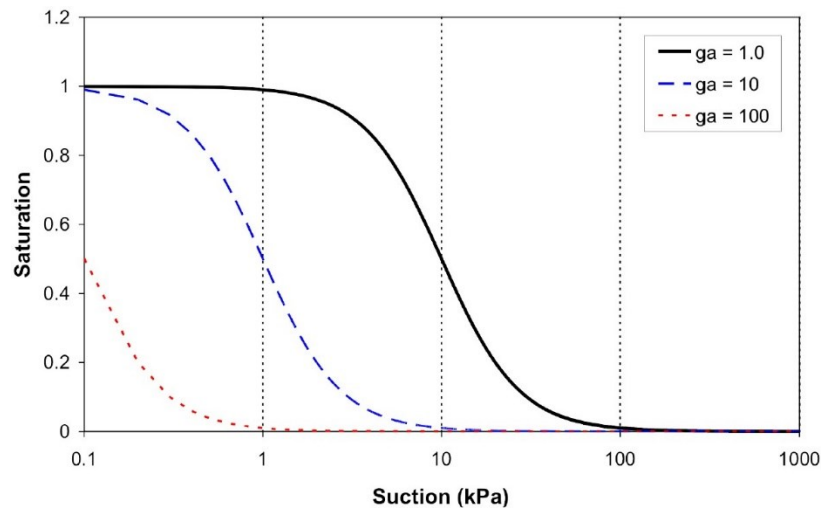


Figura 0-15. Efecto del parámetro g_a en SWCC (Bentley, 2021a)

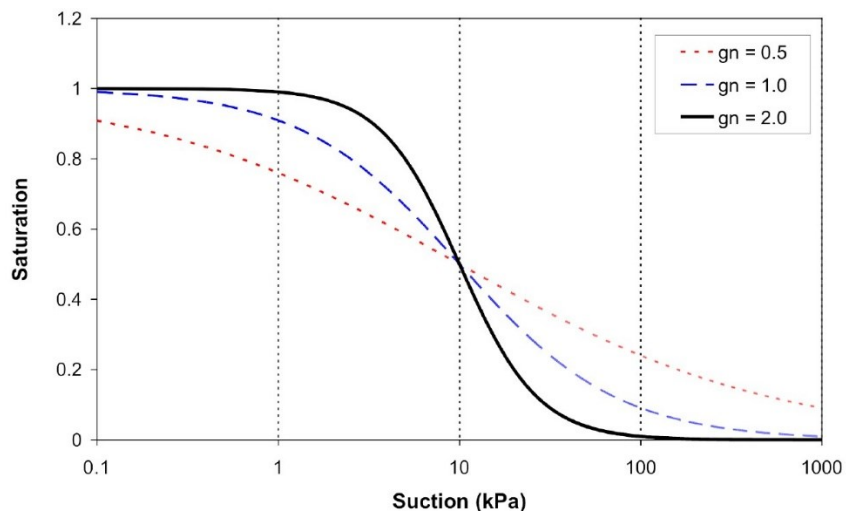


Figura 0-16. Efecto del parámetro g_n en SWCC (Bentley, 2021a)

ANEXO B – Parámetros de Mejora Esencial (EIP)

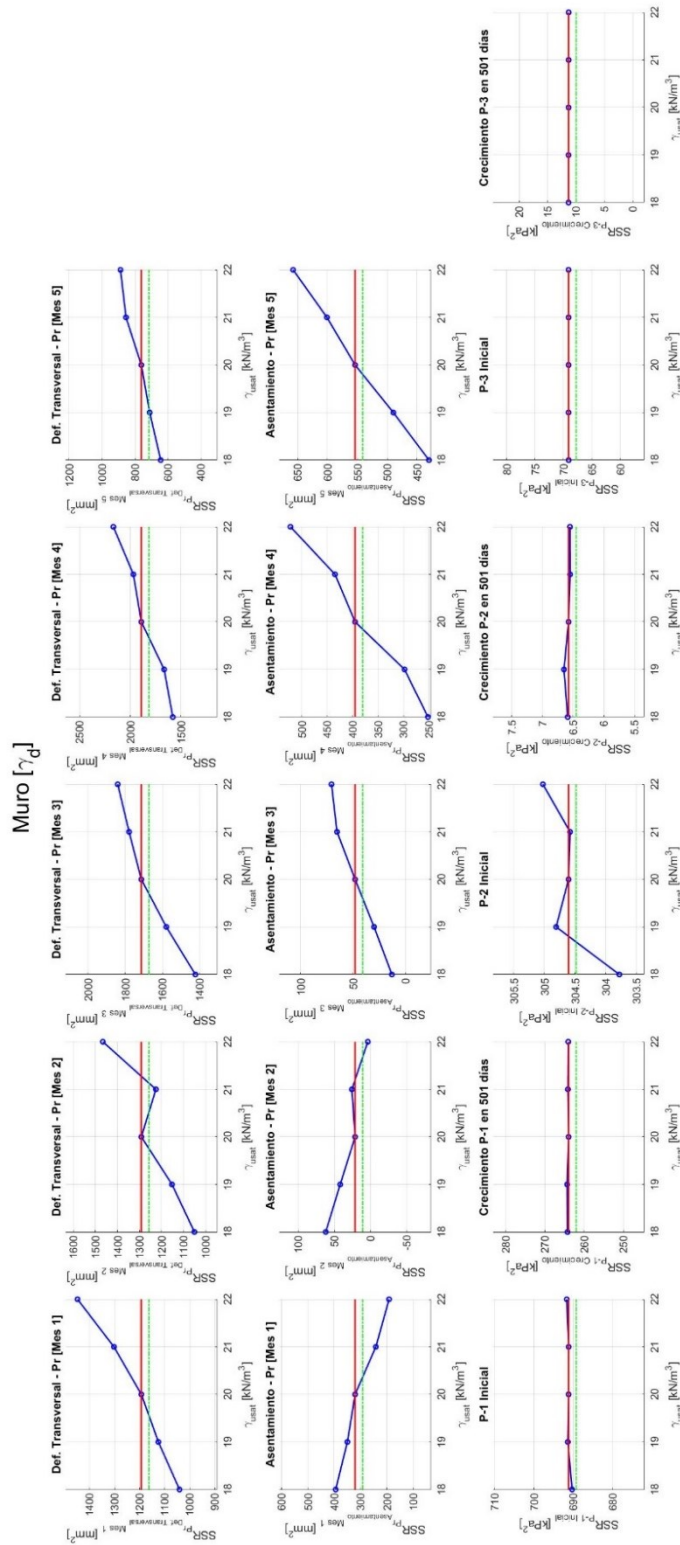


Figura 0-17. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el peso unitario seco del Muro

Muro γ_{sat}

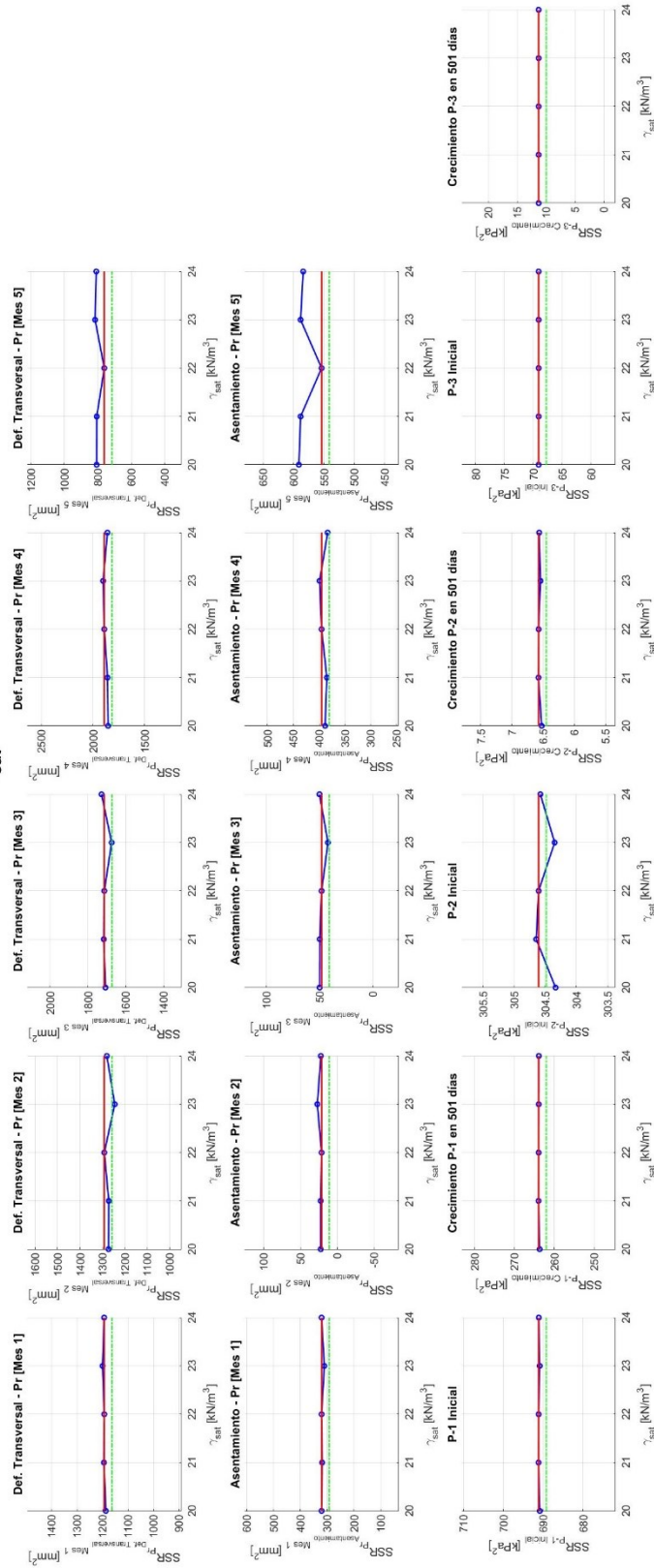


Figura 0-18. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el peso unitario saturado del Muro

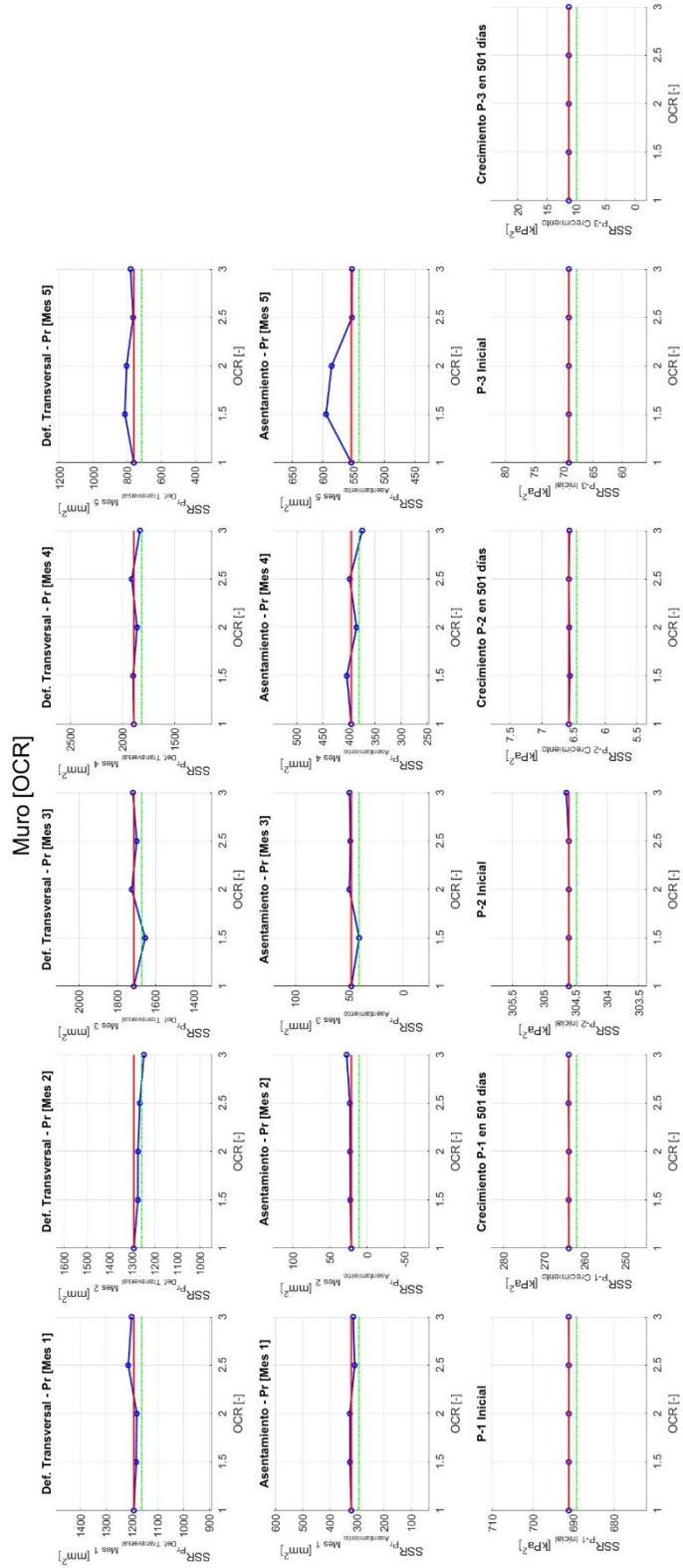


Figura 0-19. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro OCR del Muro

Muro [E₅₀]

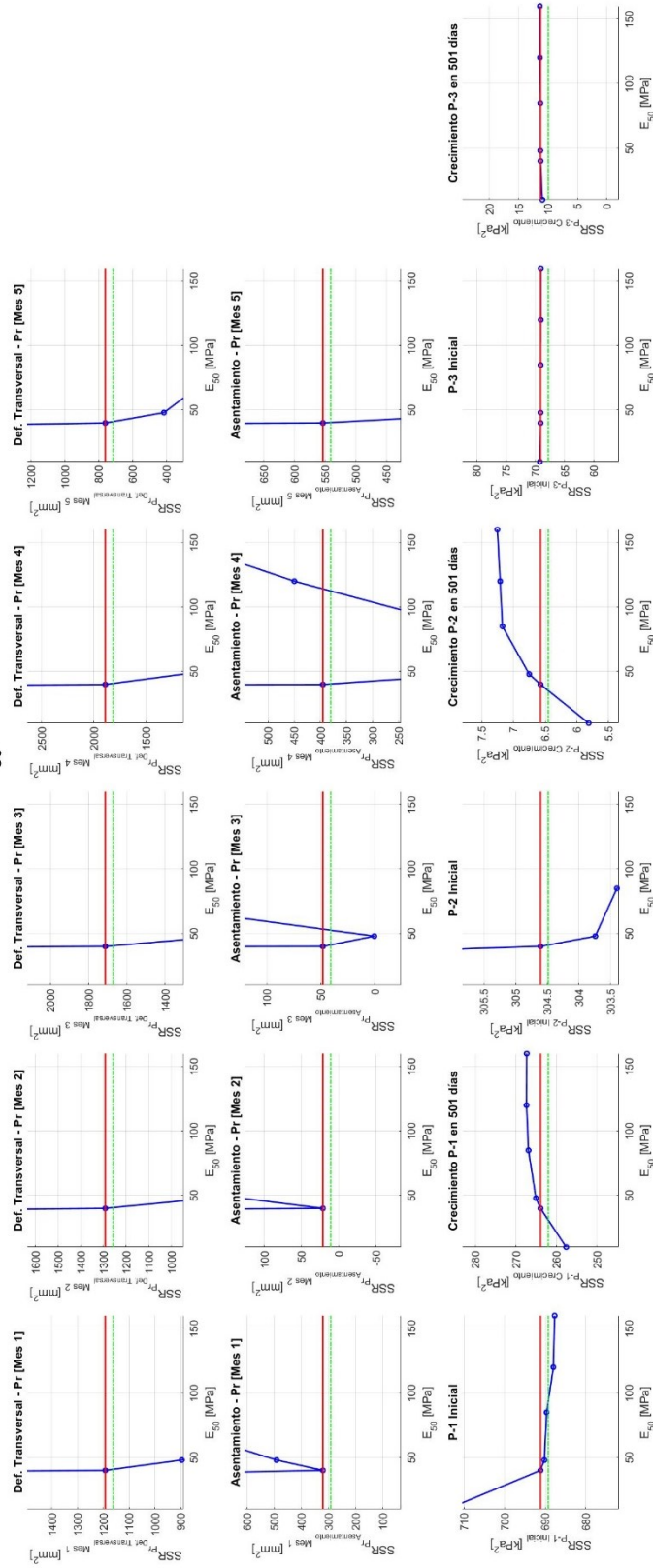


Figura 0-20. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} del Muro

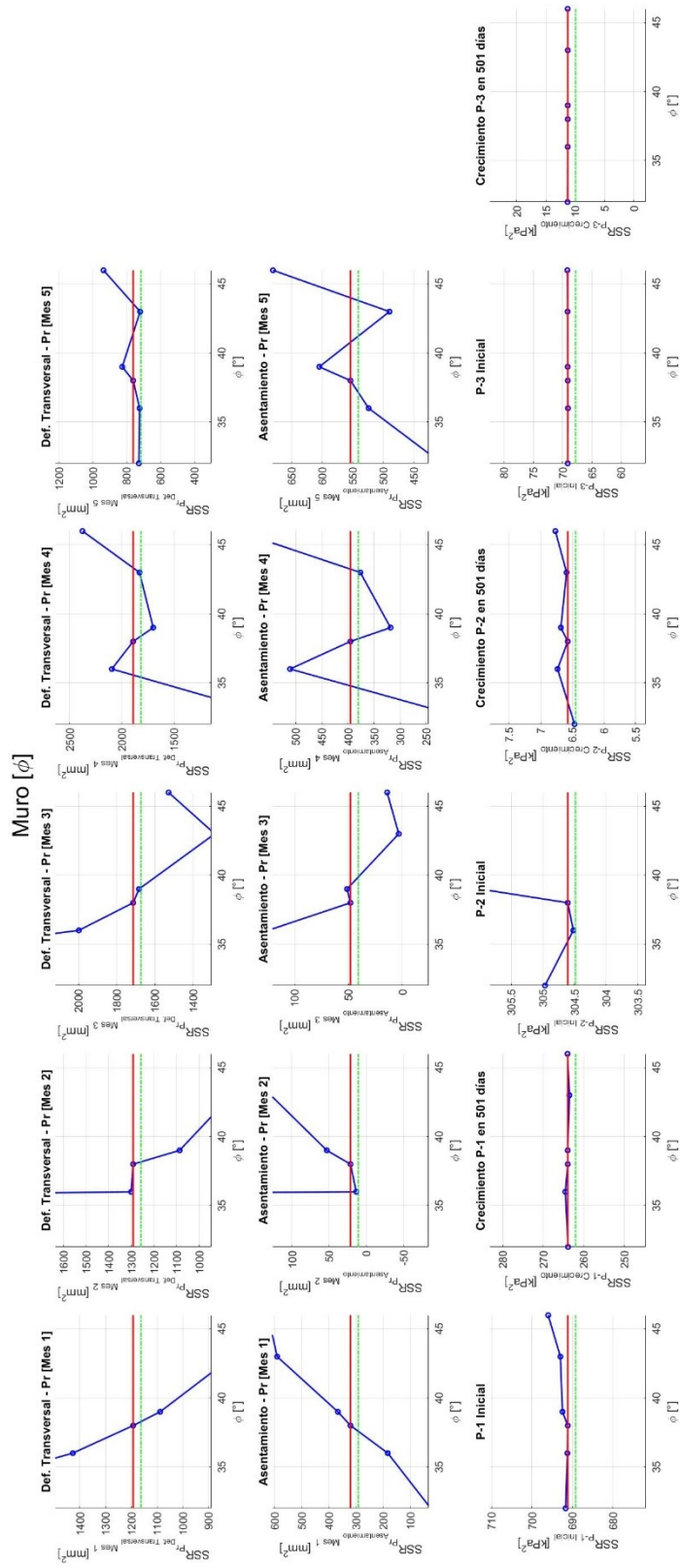


Figura 0-21. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción del Muro

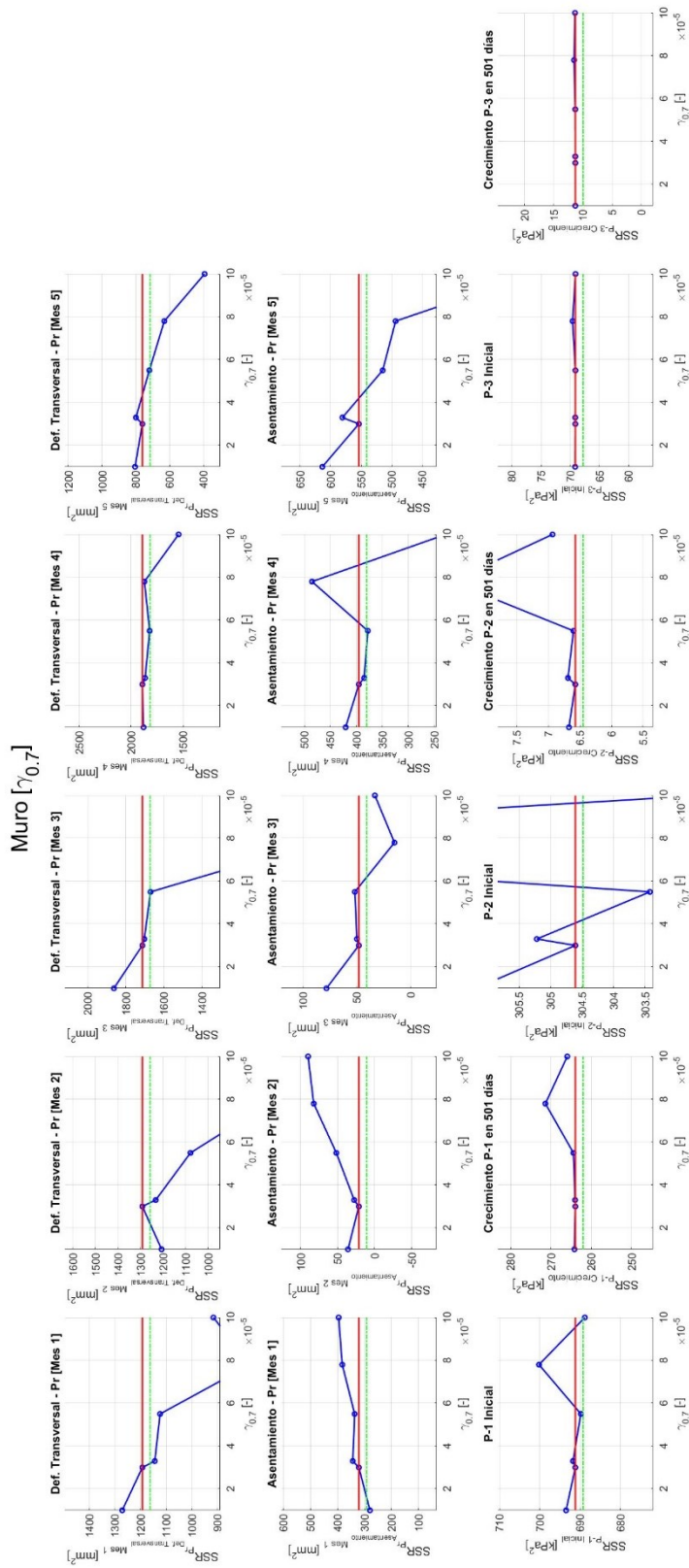


Figura 0-22. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro $\gamma_{0.7}$ del Aluvial

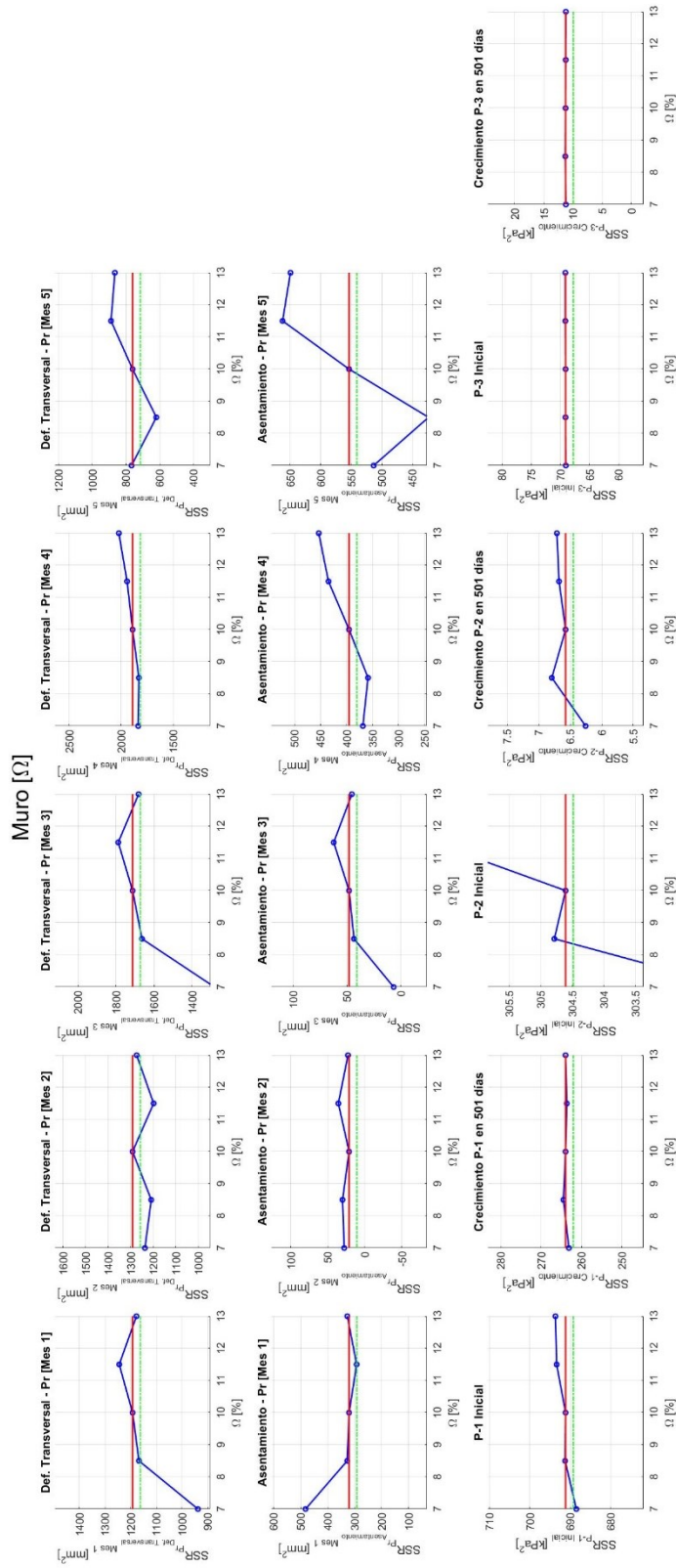


Figura 0-23. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable Ω del Muro

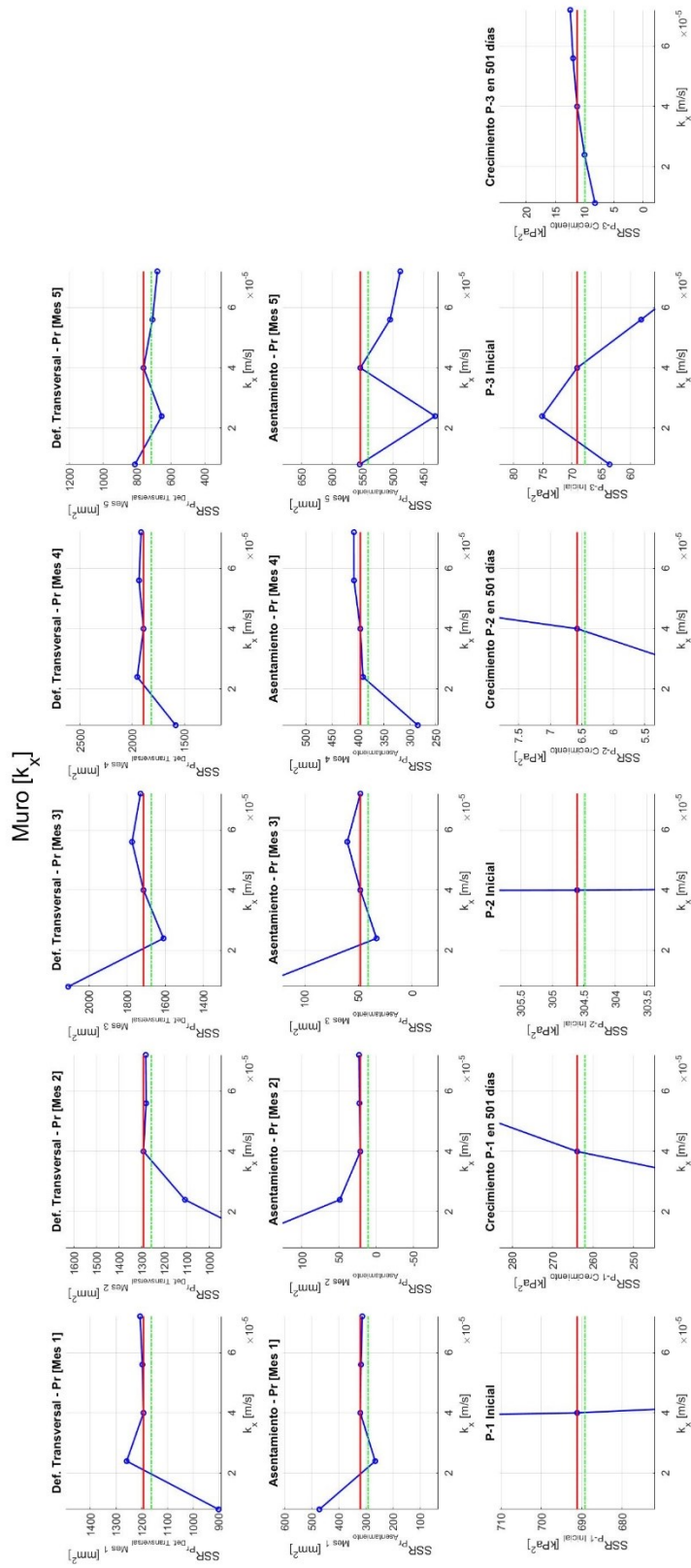


Figura 0-24. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Muro

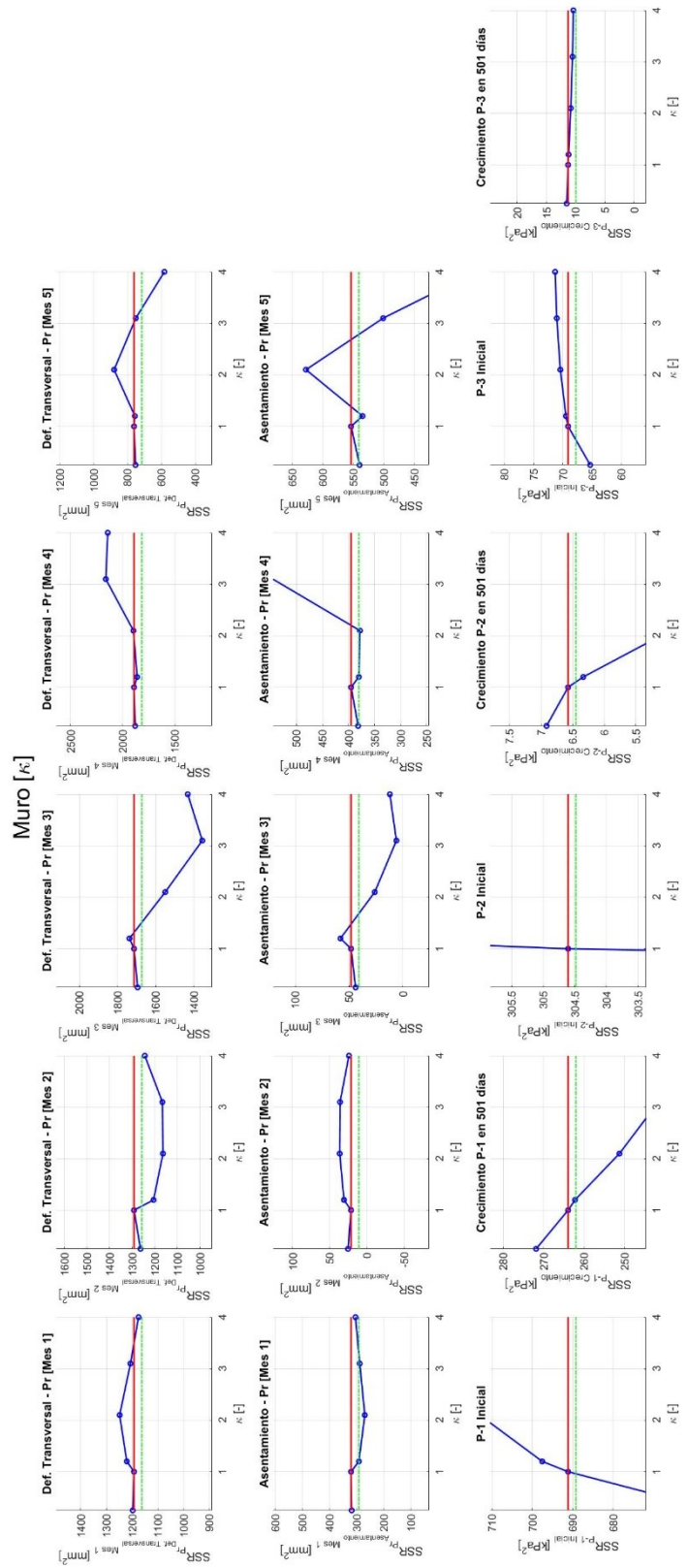


Figura 0-25. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del Muro

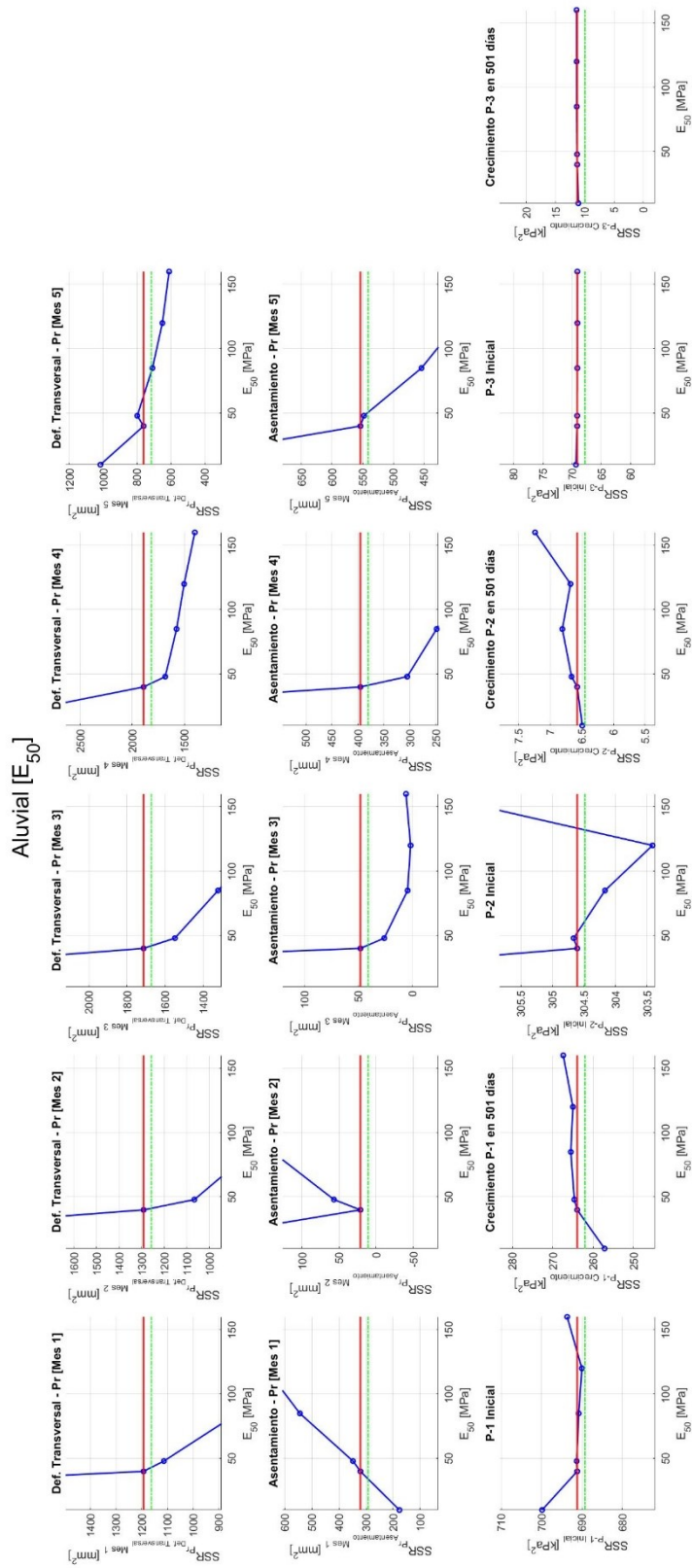


Figura 0-26. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} del Aluvial

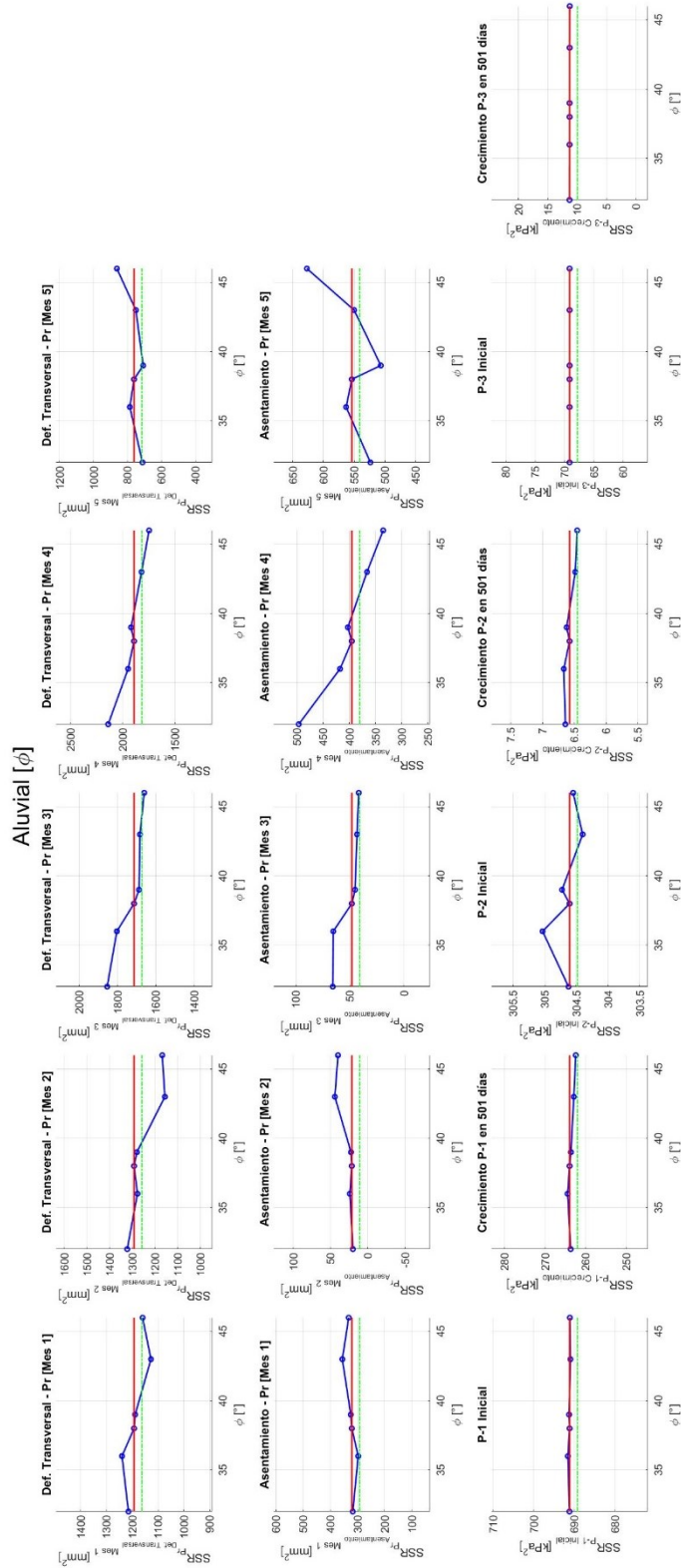


Figura 0-27. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción del Aluvial

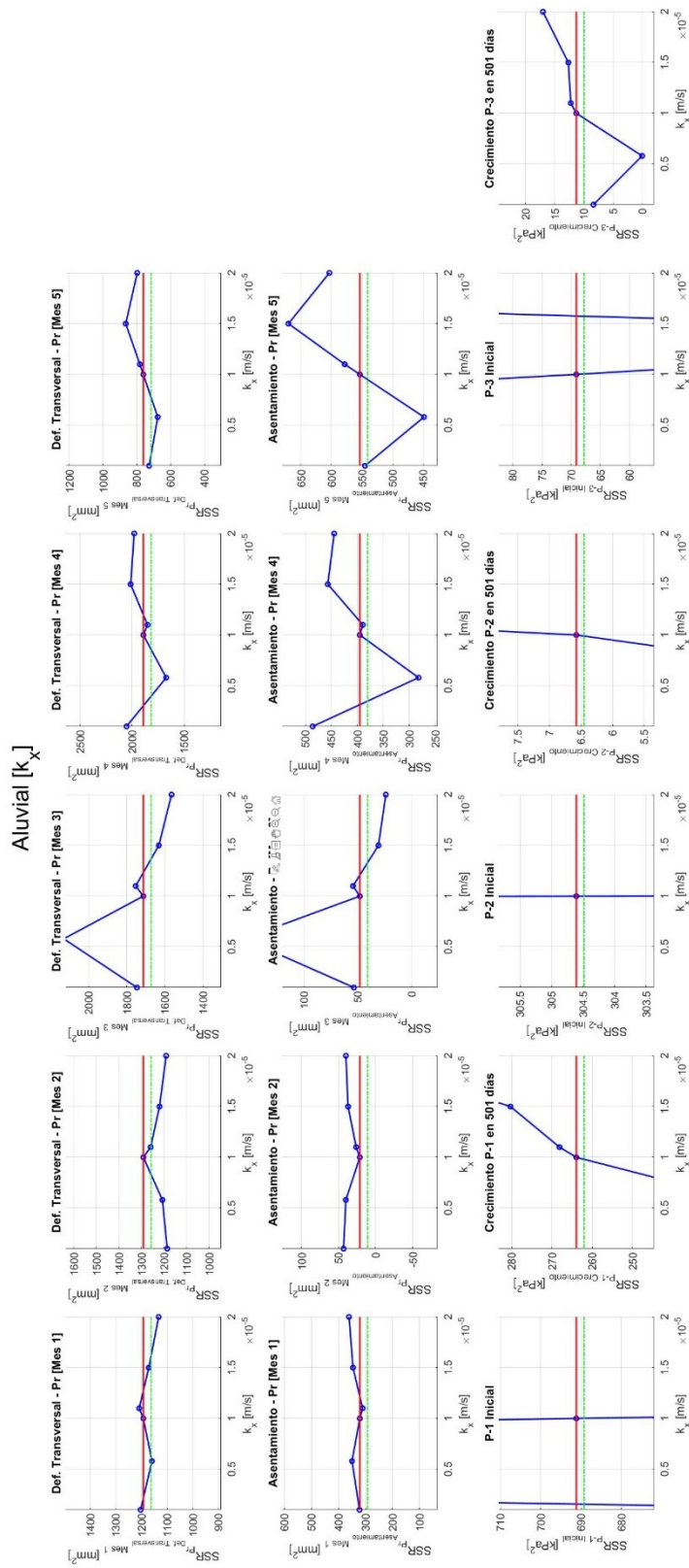


Figura 0-28. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Aluvial

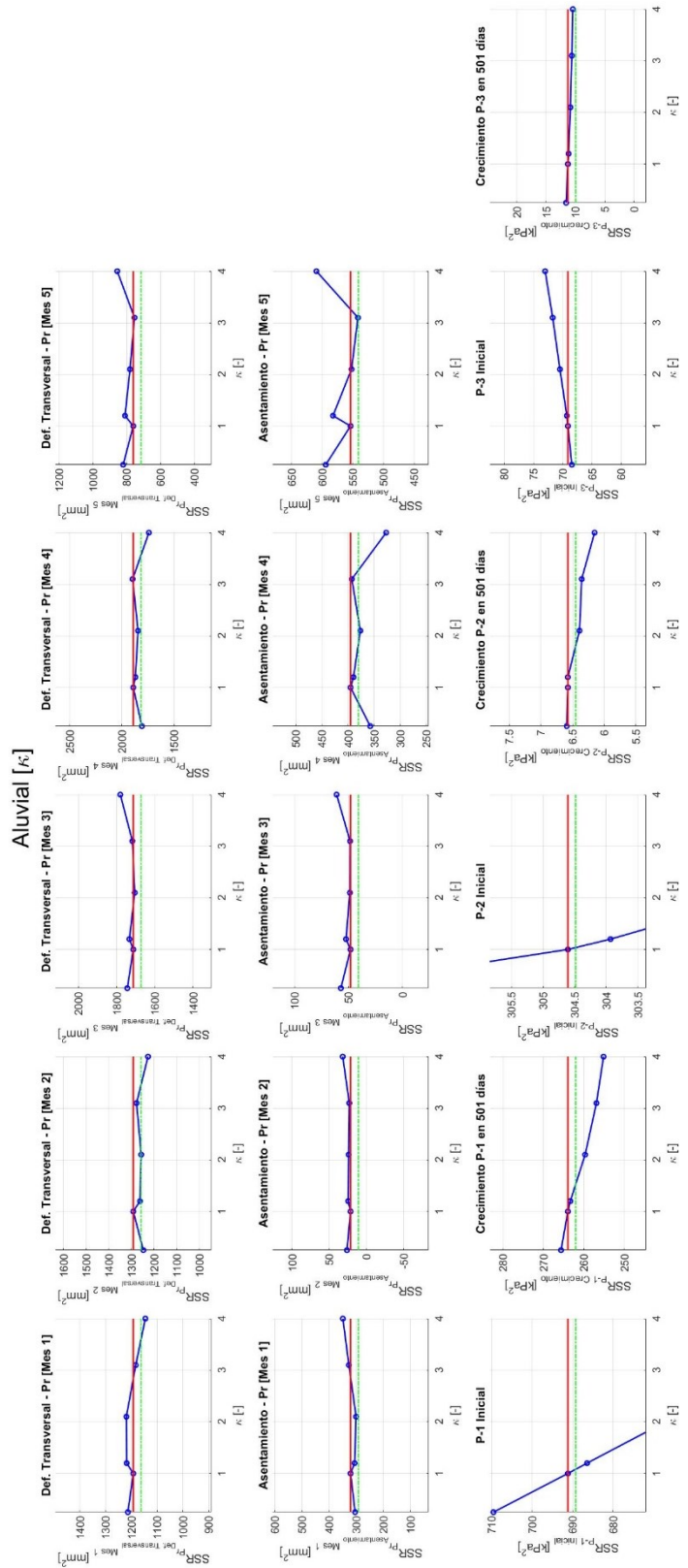


Figura 0-29. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del Aluvial

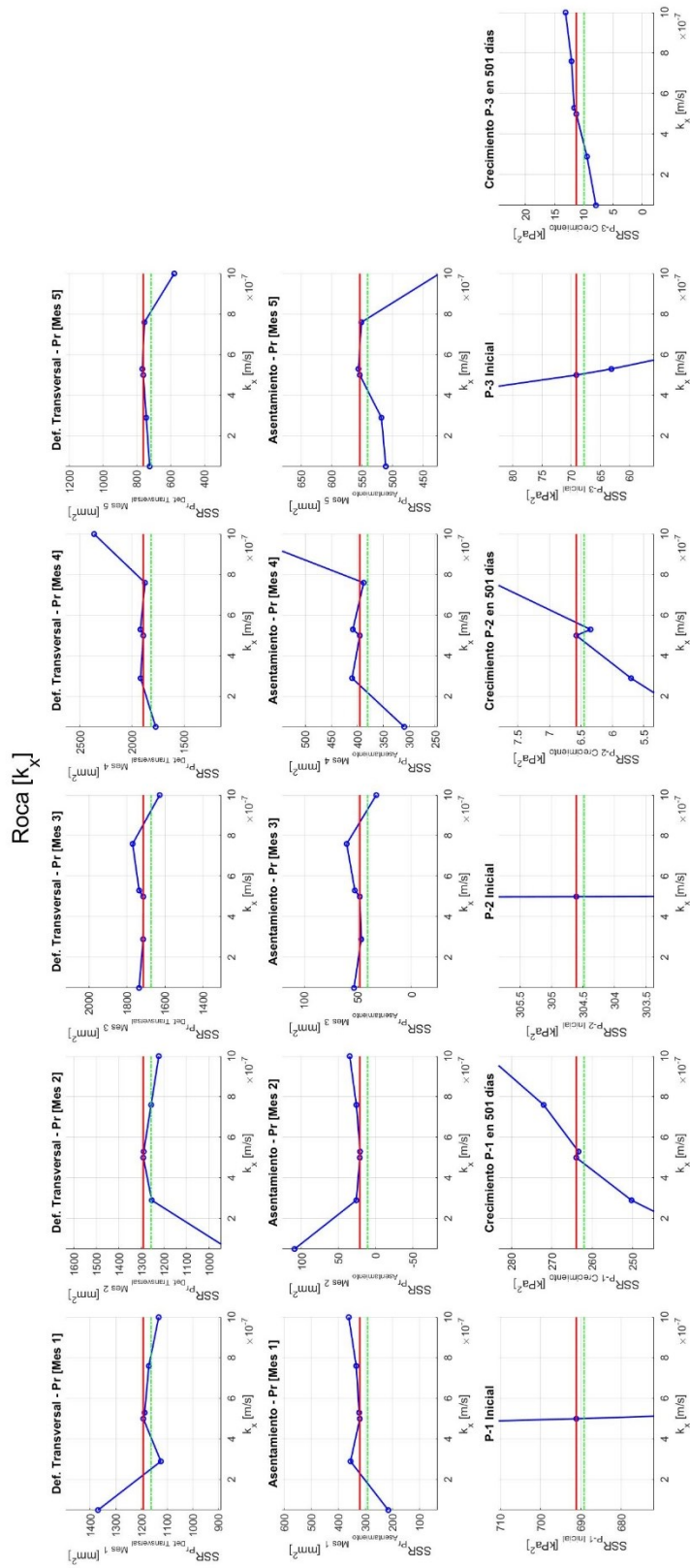


Figura 0-30. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” de la Roca

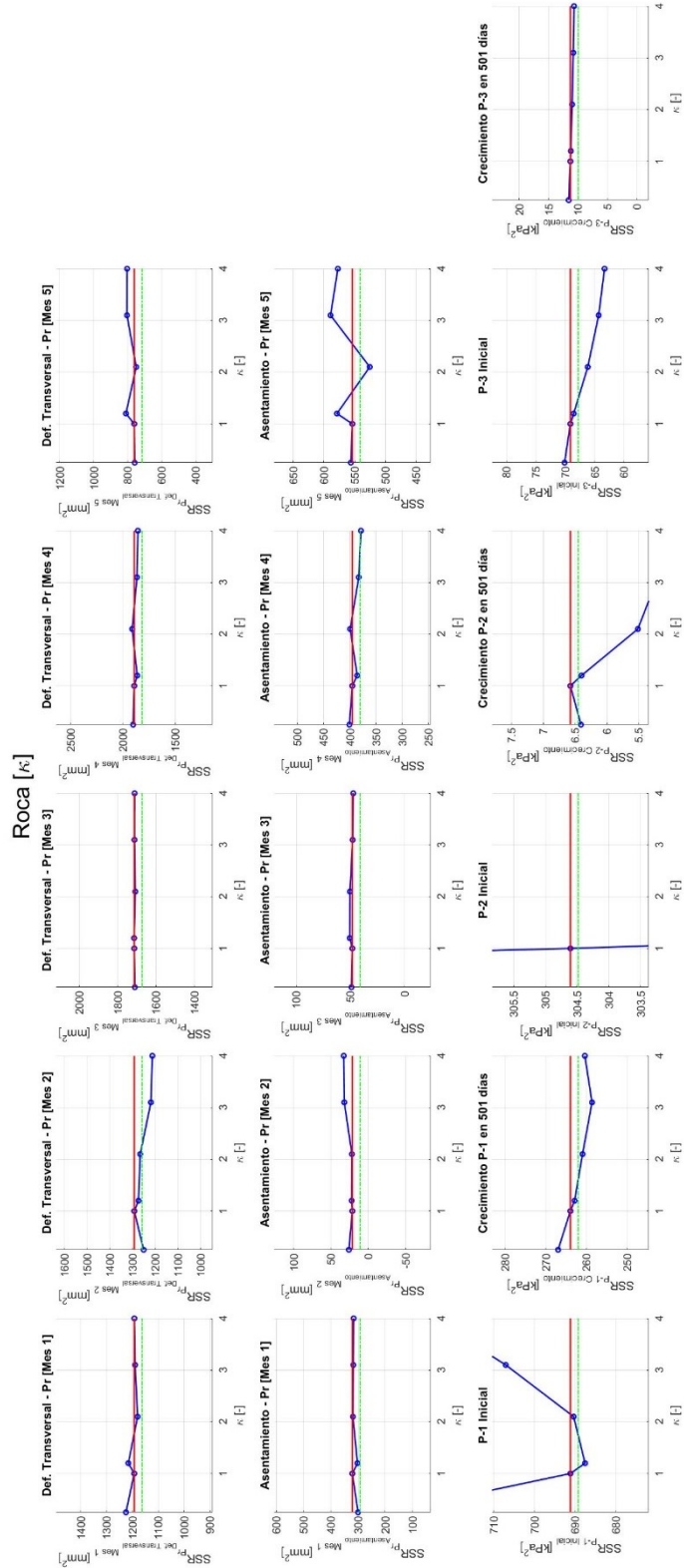


Figura 0-31. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ de la Roca

Dren [k_x]

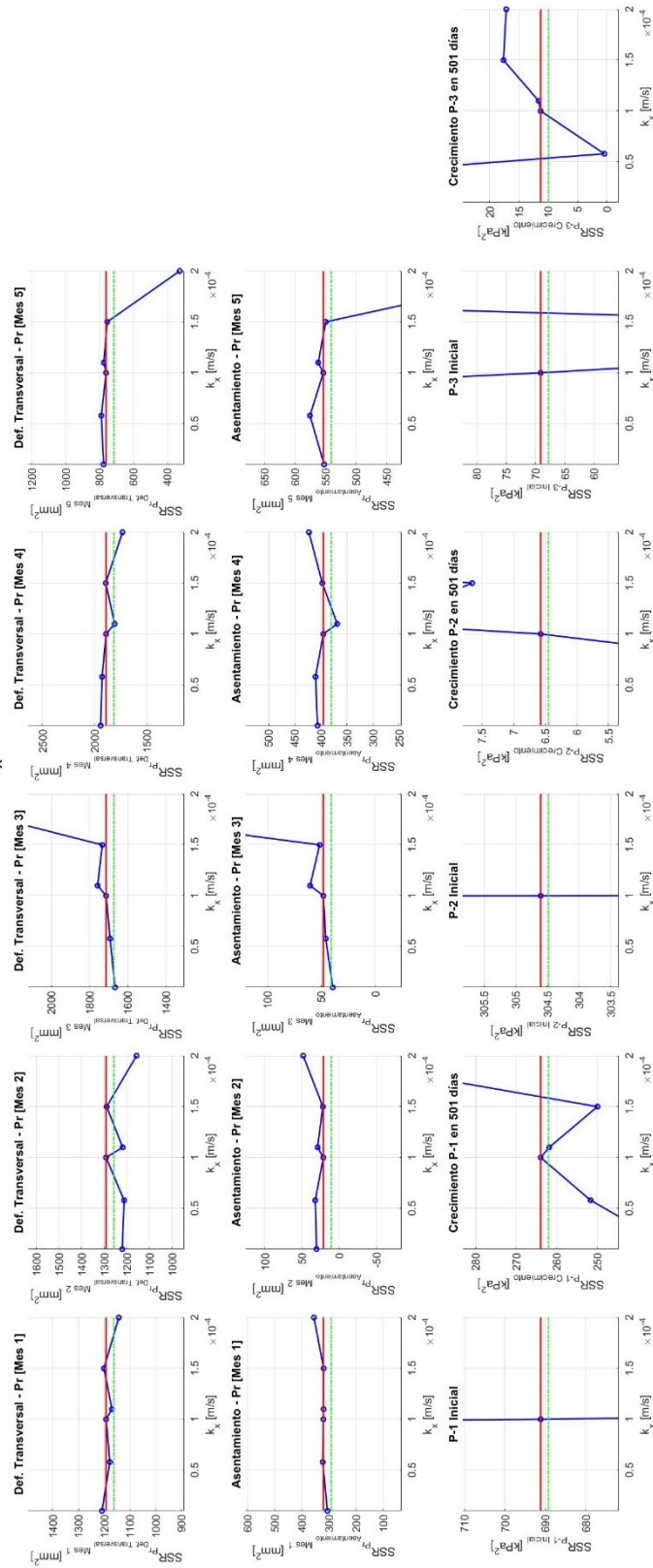


Figura 0-32. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” del Dren

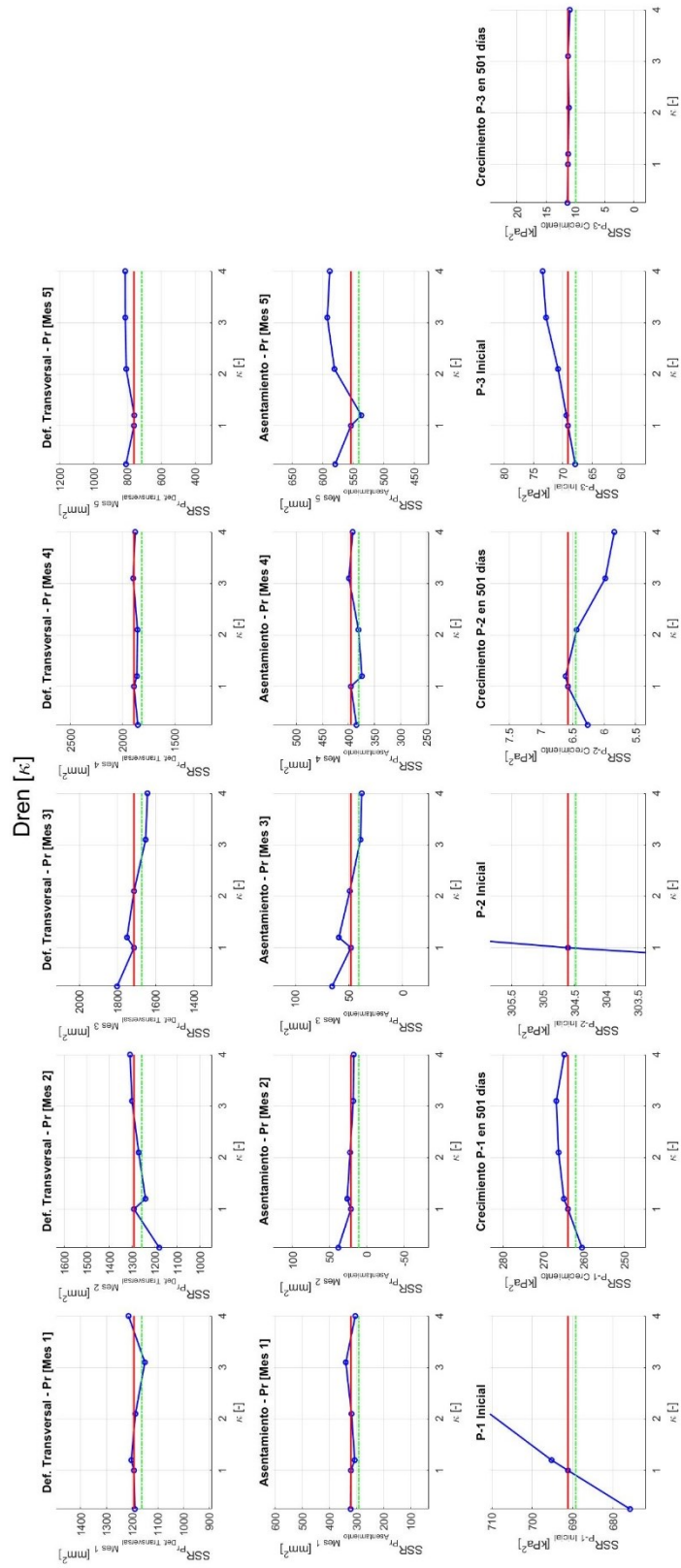


Figura 0-33. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ del Dren

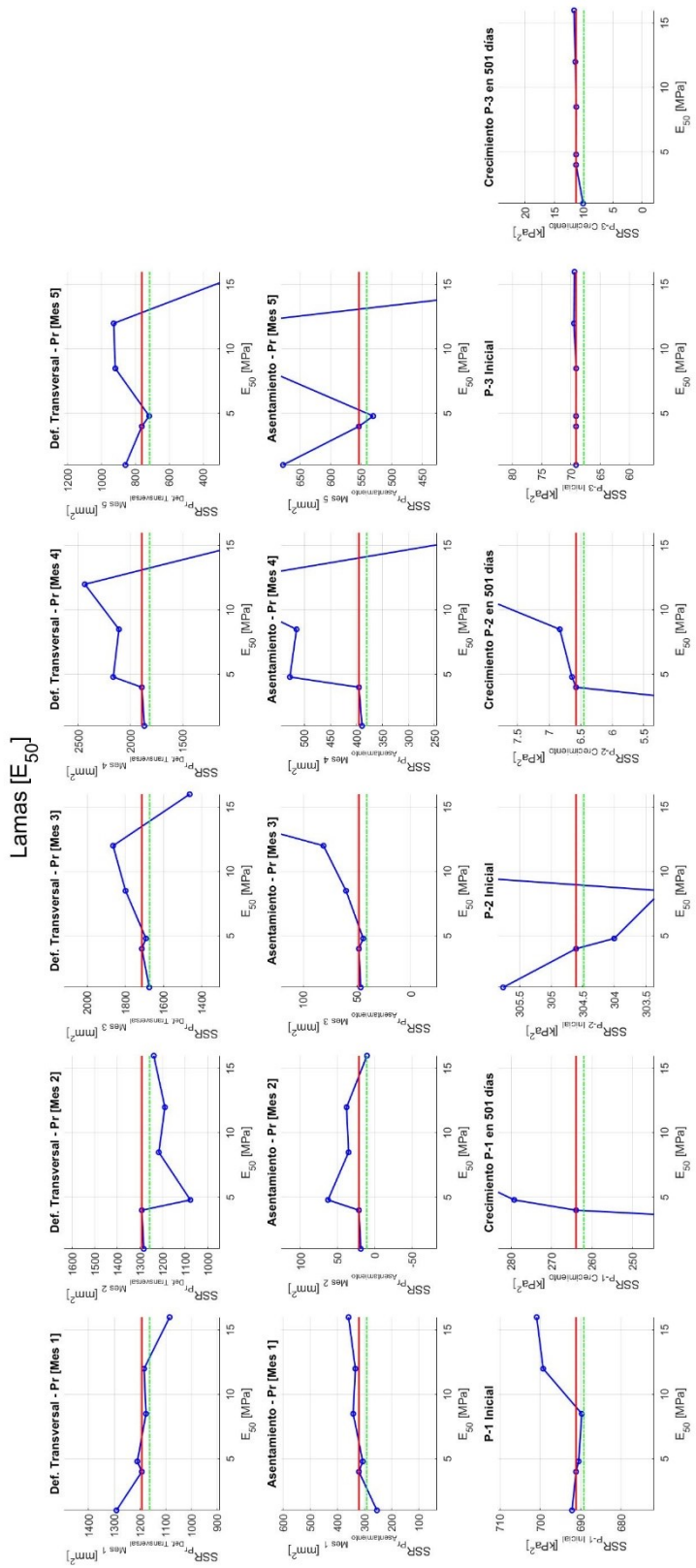


Figura 0-34. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el parámetro E_{50} de las Lamas

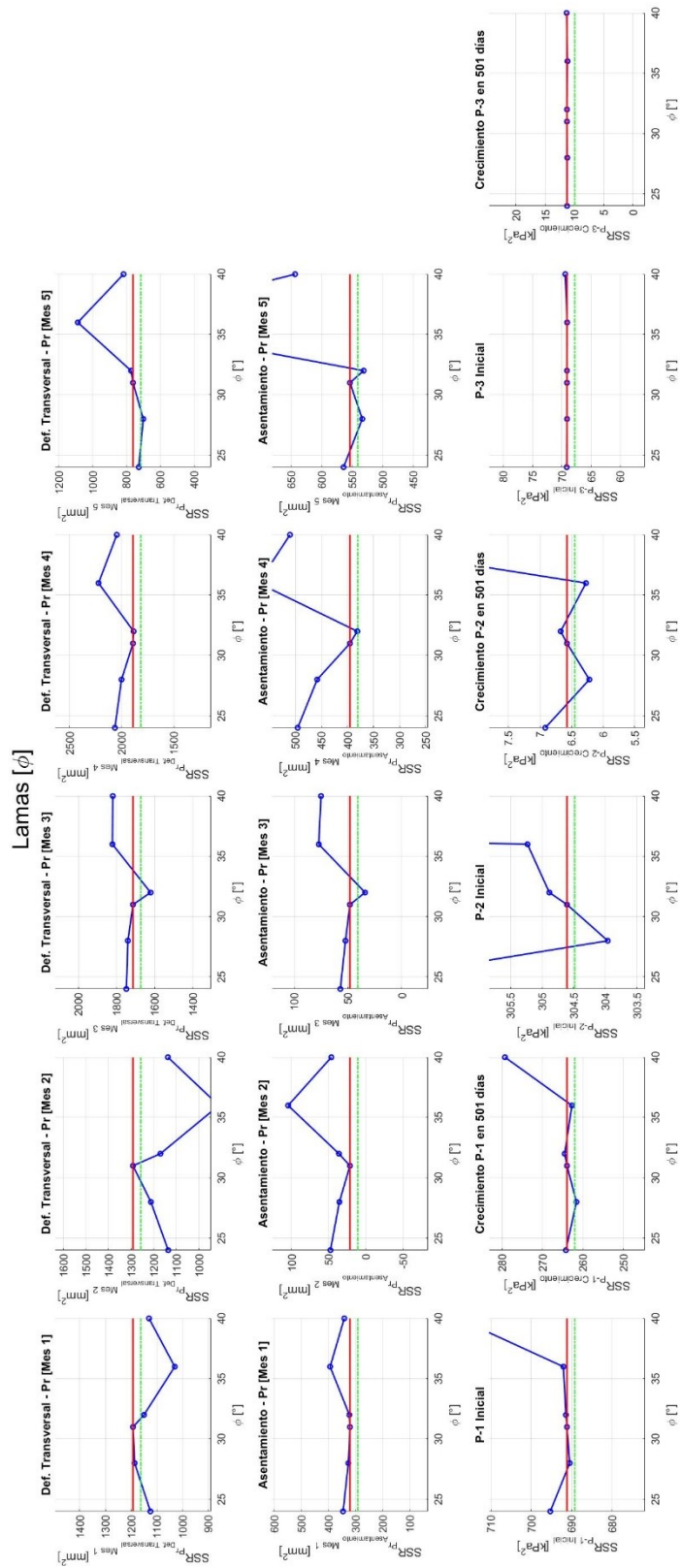


Figura 0-35. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en el ángulo de fricción de las Lamas

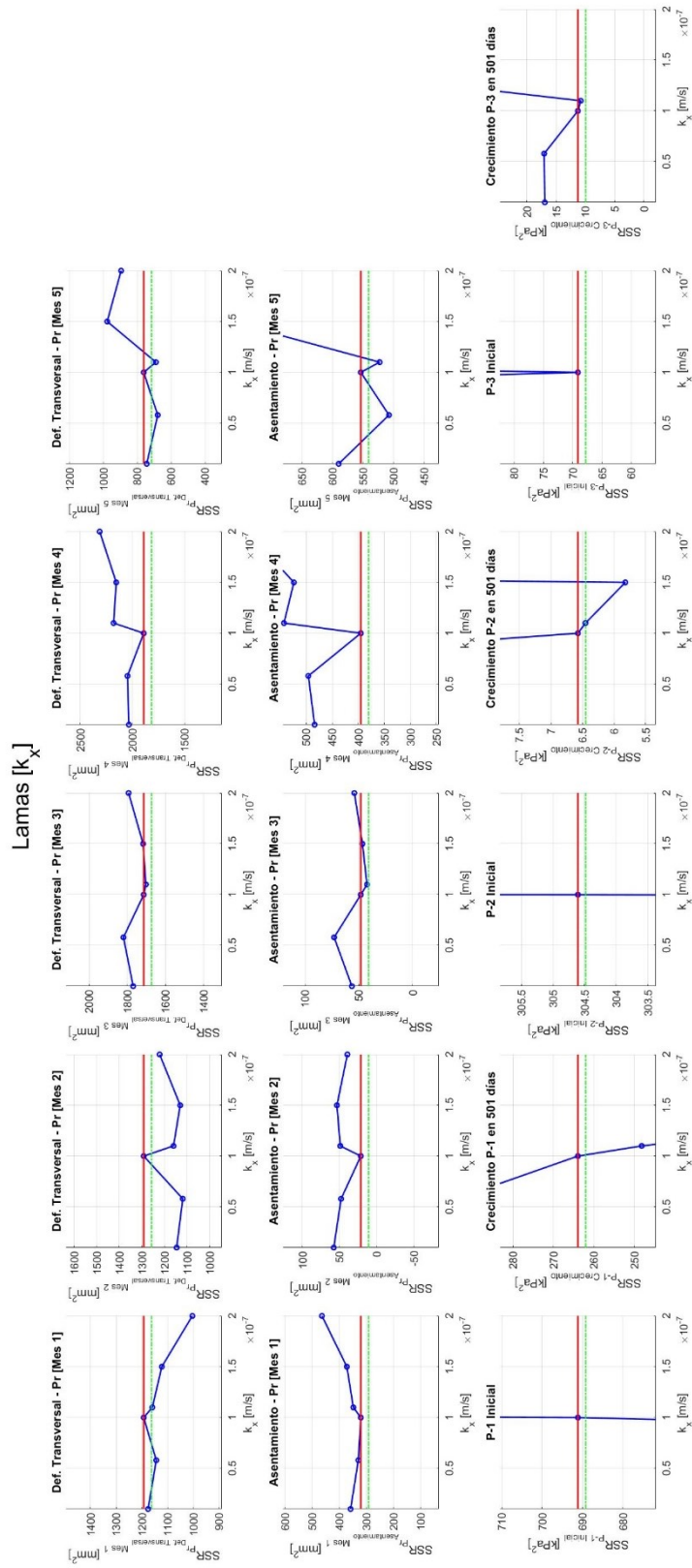


Figura 0-36. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la permeabilidad en “x” de las Lamas

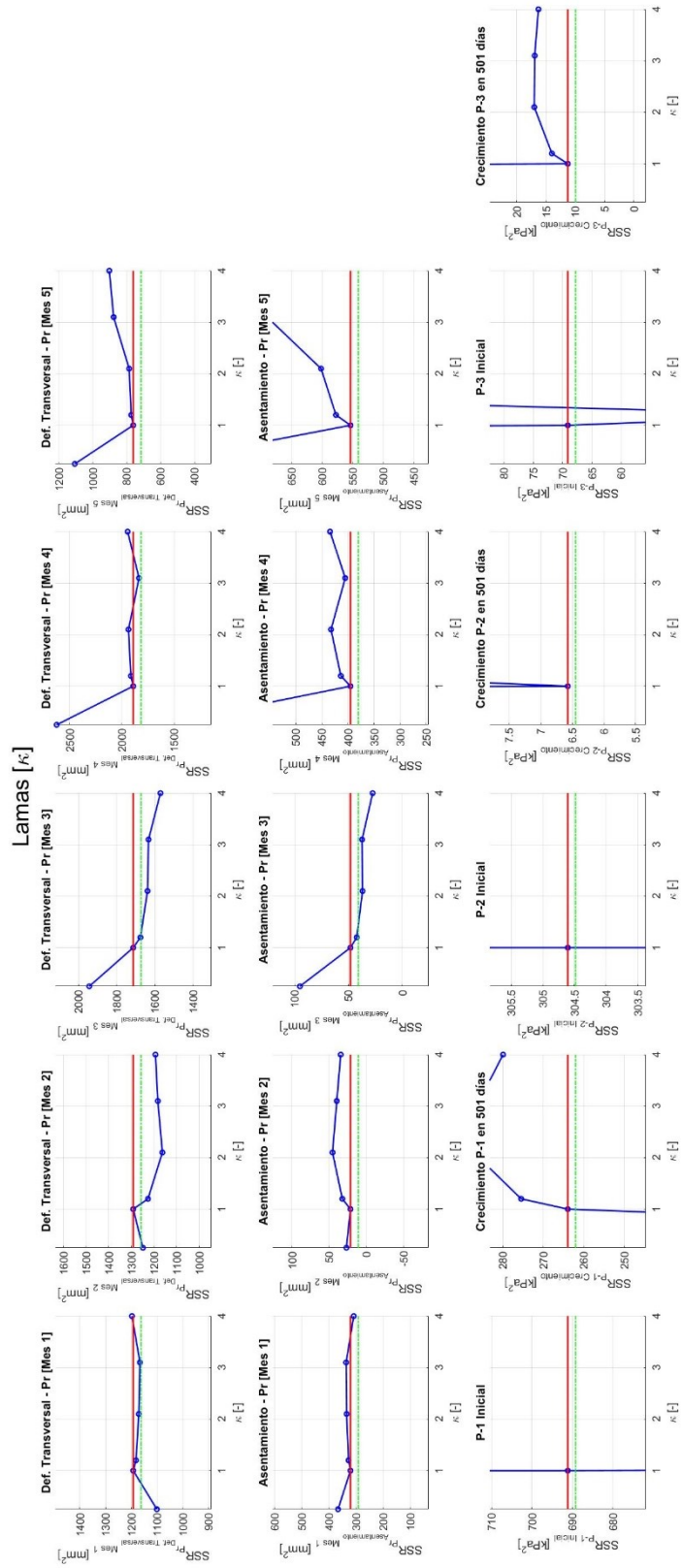


Figura 0-37. Análisis de sensibilidad de los parámetros esenciales de mejora en la variable κ de las Lamas

ANEXO C – Mejora Promedio del Residual Cuadrático Estructurado (SMSRI)

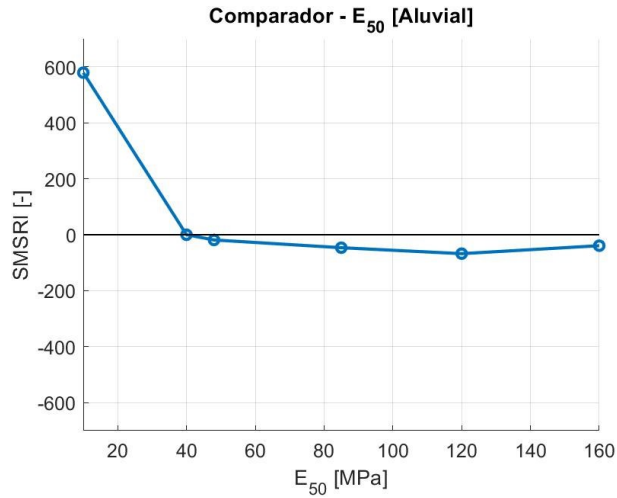


Figura 0-38. Análisis de SMSRI en el parámetro

E_{50} del Aluvial

Comparador - E_{50} [Muro]

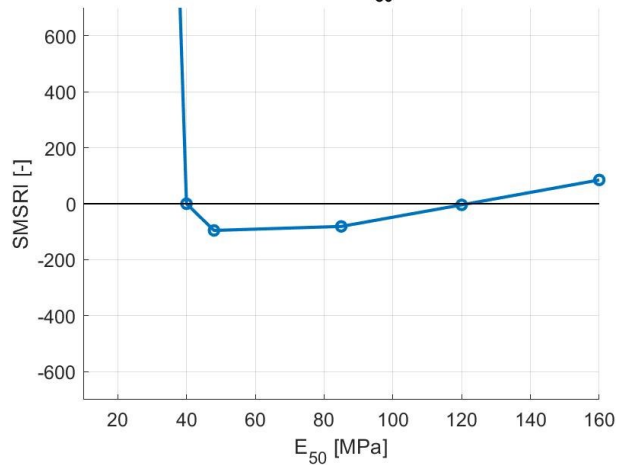


Figura 0-40. Análisis de SMSRI en el parámetro

E_{50} del Muro

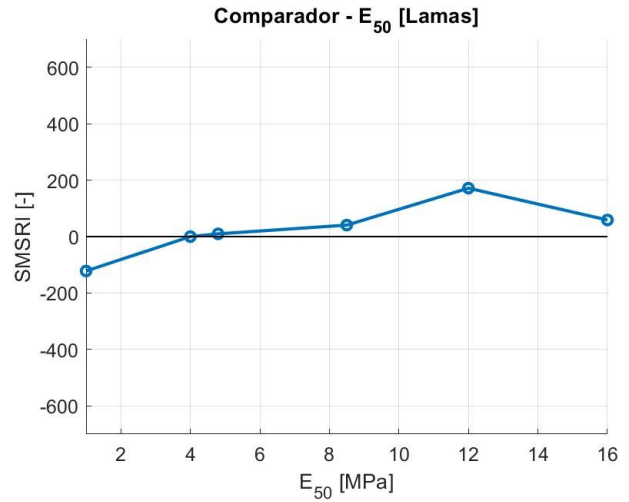


Figura 0-39. Análisis de SMSRI en el parámetro

E_{50} de las Lamas

Comparador - ϕ [Aluvial]

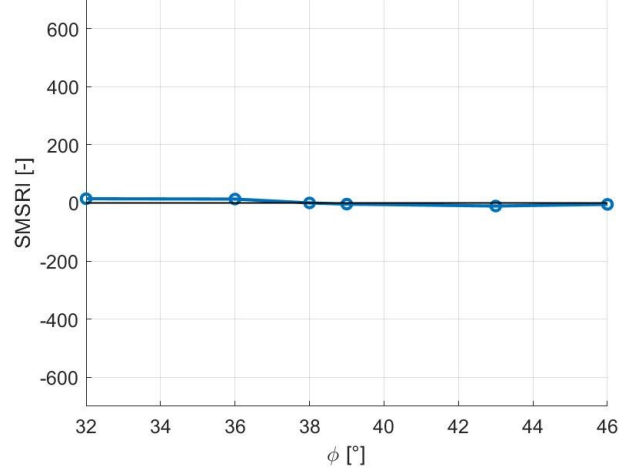


Figura 0-41. Análisis de SMSRI en el ángulo de

fricción del Aluvial

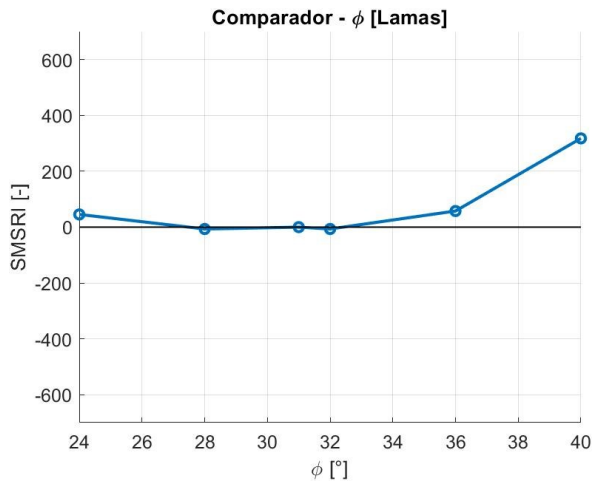


Figura 0-42. Análisis de SMSRI en el ángulo de fricción de las Lamas

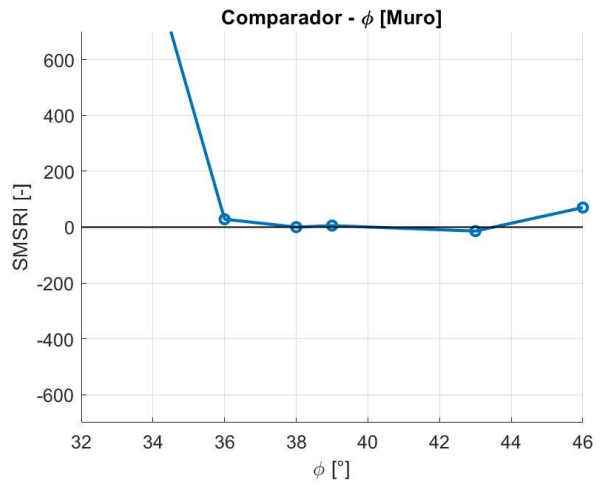


Figura 0-43. Análisis de SMSRI en el ángulo de fricción del Muro

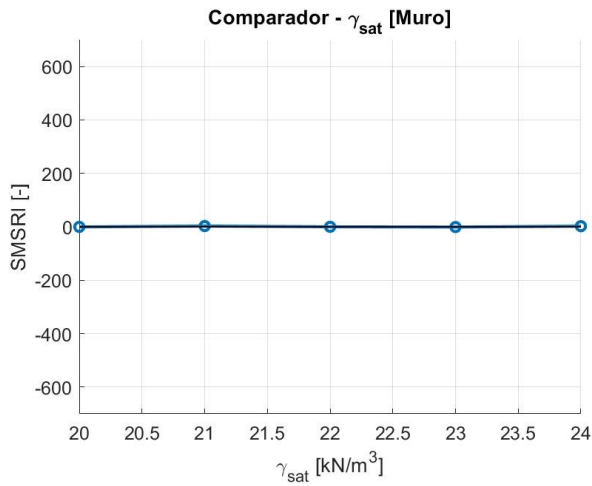


Figura 0-44. Análisis de SMSRI en el peso unitario saturado del Muro

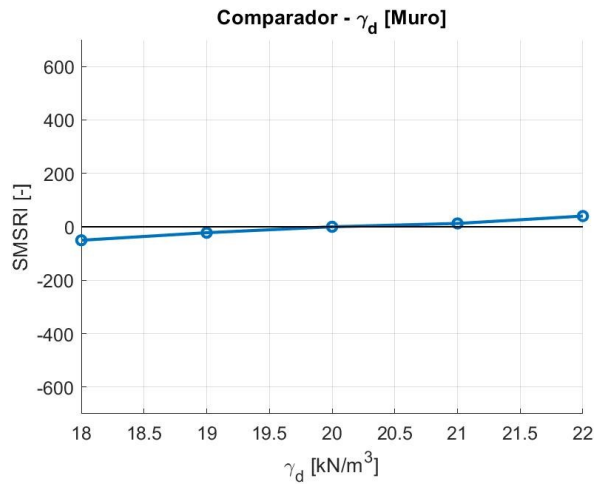


Figura 0-45. Análisis de SMSRI en el peso unitario seco del Muro

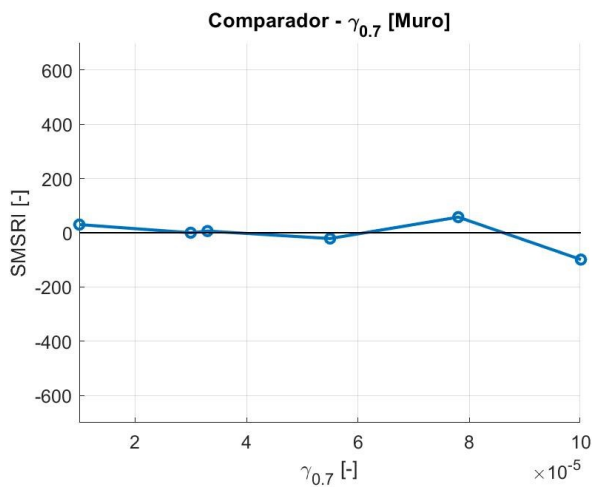


Figura 0-46. Análisis de SMSRI en el parámetro $\gamma_{0.7}$ del Muro

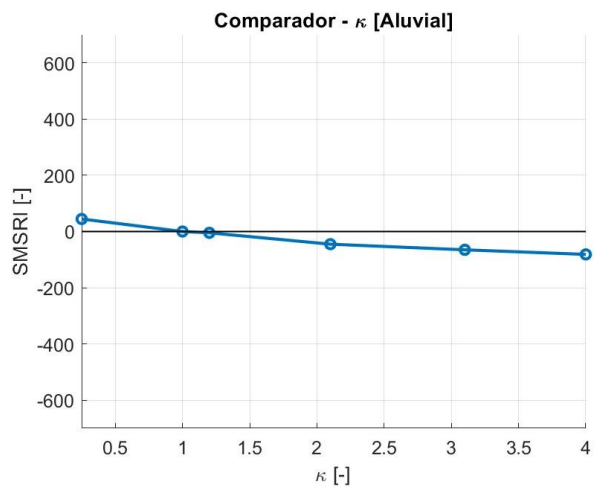


Figura 0-47. Análisis de SMSRI en la variable κ del Aluvial

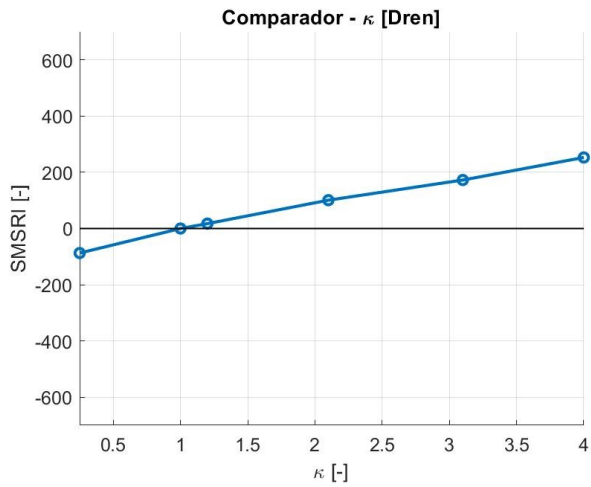


Figura 0-48. Análisis de SMSRI en la variable κ del Dren

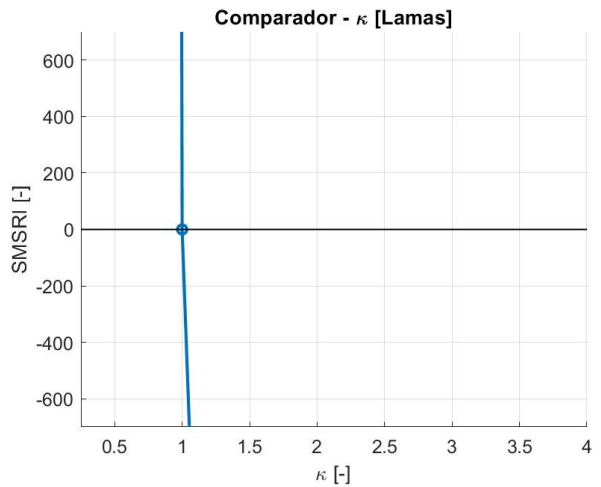


Figura 0-49. Análisis de SMSRI en la variable κ de las Lamas

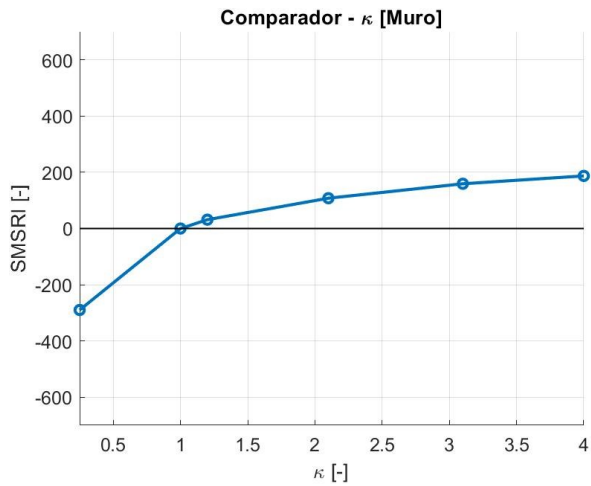


Figura 0-50. Análisis de SMSRI en la variable κ del Muro

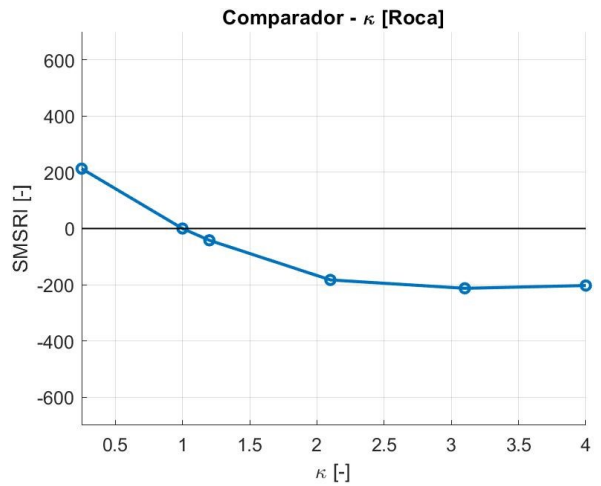


Figura 0-51. Análisis de SMSRI en la variable κ de la Roca

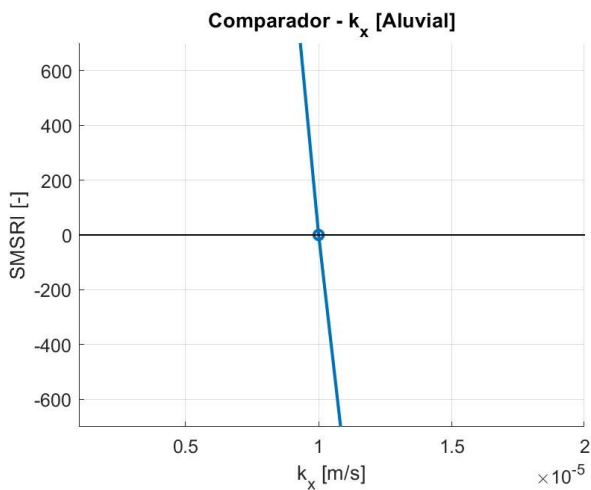


Figura 0-52. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en "x" del Aluvial

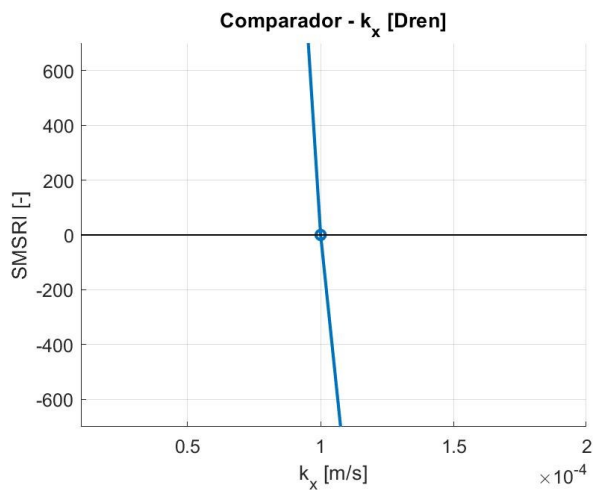


Figura 0-53. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en "x" del Dren

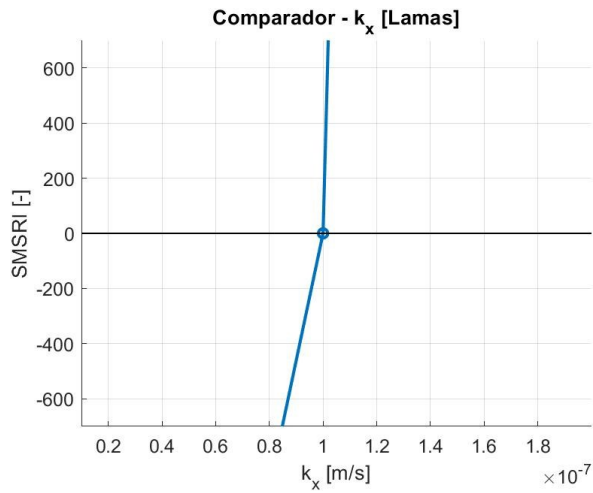


Figura 0-54. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” de las Lamas

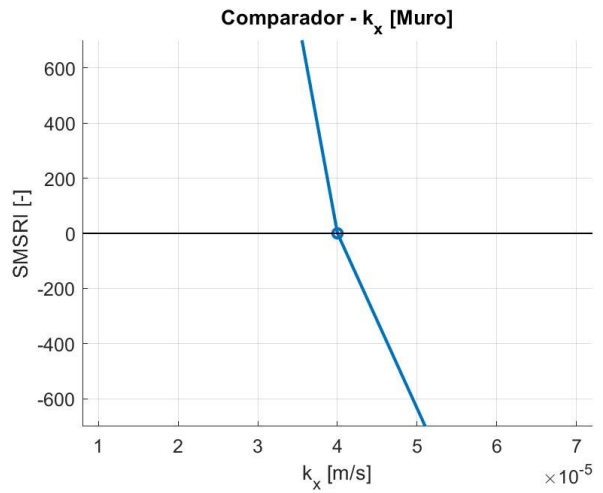


Figura 0-55. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” del Muro

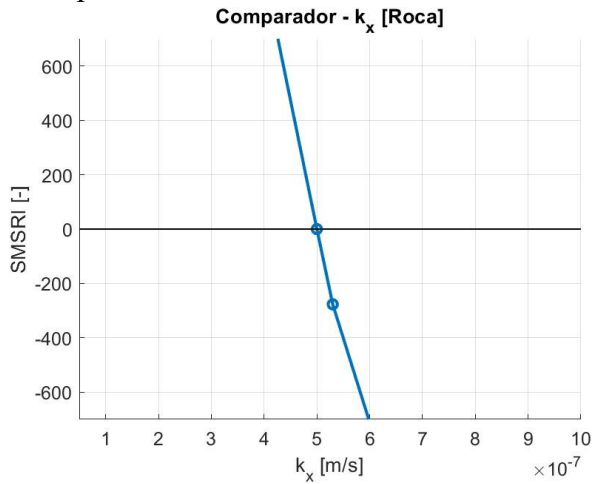


Figura 0-56. Análisis de SMSRI en la permeabilidad en “x” de la Roca

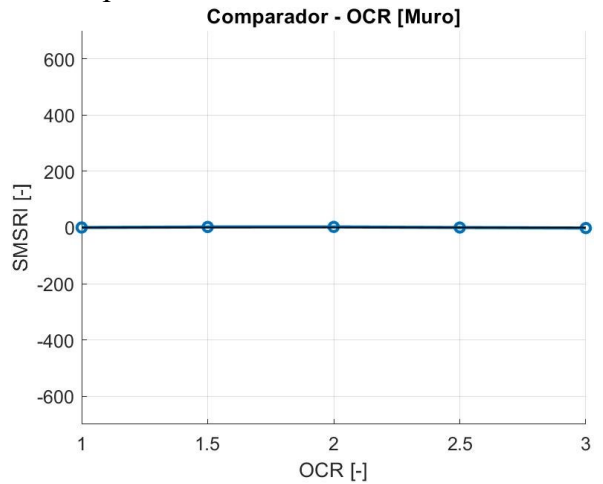


Figura 0-57. Análisis de SMSRI en el parámetro OCR del Muro

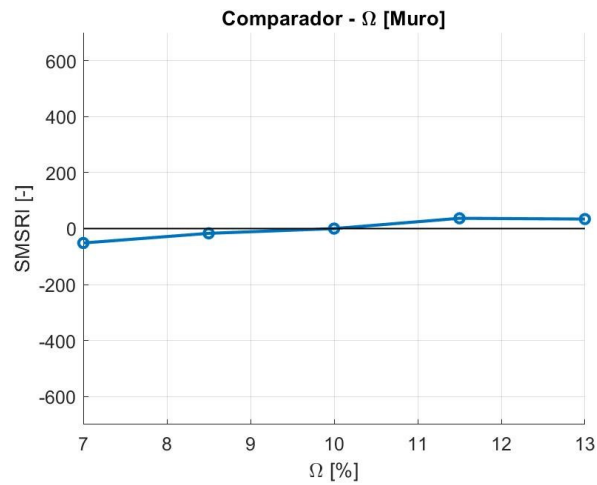


Figura 0-58. Análisis de SMSRI en la variable Ω del Muro