



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL–GEOTECNIA

**PERMEABILIDAD EN MUESTRAS INALTERADAS Y
REMOLDEADAS DE JAL**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ANDREA GARCÍA ALVA

TUTOR:
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

ABRIL 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Secretario: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ
Vocal: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
1er. Suplente: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA
2do. Suplente: DR. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO

Lugar donde se realizó a tesis:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL POSGRADO EN INGENIERÍA UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

FIRMA

A DIOS

A mis padres, hermanos y a mi pareja por brindarme su apoyo incondicional y por sus palabras de aliento para seguir superándome como persona y como ingeniera.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico durante el desarrollo de mis estudios de posgrado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al Dr. Osvaldo Flores Castellón por la confianza, paciencia y orientación brindada a lo largo del desarrollo de este trabajo.

A los sinodales Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Raúl Vicente Orozco Santoyo Dra. Norma Patricia López Acosta y Dra. Alexandra Ossa López por el tiempo invertido y los comentarios hacia el presente trabajo.

Al ingeniero Gonzalo Roque Patiño, por su amistad y apoyo técnico en la realización de las pruebas de laboratorio.

A mis amigos de la generación por los conocimientos compartidos y las buenas experiencias a lo largo de la maestría.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN.....	i
JUSTIFICACIÓN.....	iii
ALCANCES.....	iii
OBJETIVOS.....	iii
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Proceso de molienda.....	1
I.2 Deposición de jales	6
I.3 Métodos constructivos	9
I.4 Elementos de una presa de jales	11
II. MARCO TEÓRICO.....	12
II.1 Características del flujo de agua en el suelo.....	12
II.1.1 Ley de Darcy	12
II.1.2 Ley de Poiseuille	14
II.2 Coeficiente de permeabilidad.....	15
II.3 Determinación del coeficiente de permeabilidad.....	16
II.3.1 Métodos directos.....	16
II.3.2 Métodos indirectos	22
II.4 Factores que influyen en el coeficiente de permeabilidad de un suelo	25
III. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE JALES.....	28
III.1 Contenido de agua	28
III.2 Granulometría	28
III.3 Densidad relativa	30
III.4 Relación de vacíos	31
III.5 Grado de saturación.....	31
III.6 Porosidad	31
III.7 Límites de consistencia	32
III.8 Compacidad relativa.....	33
III.9 Densidad seca y contenido de agua óptimo.....	33
III.10 Compresibilidad.....	33
III.11 Coeficiente de permeabilidad.....	34

IV.	DESCRIPCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y SEMI-AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO.	50
IV.1	Descripción general	50
IV.2	Descripción de los elementos que conforman el sistema	50
IV.3	Descripción de los sensores	52
IV.3.1	Sensor de presión	52
IV.3.2	Sensor de cambio volumétrico	52
IV.4	Descripción del sistema de semi-automatización	53
IV.5	Descripción del sistema de control	53
IV.5.1	Módulo de calibración	53
IV.5.2	Módulo de operación	55
IV.6	Calibración y verificación de transductores	60
IV.6.1	Sensores de presión	60
IV.6.2	Sensores de cambio volumétrico	64
V.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ENSAYADO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE	68
V.1	Características generales de las muestras	68
V.2	Descripción del material	68
V.2.1	Contenido de agua	68
V.2.2	Densidad de sólidos	68
V.2.3	Límites de consistencia	70
V.2.4	Granulometría	72
V.3	Formación de probetas	73
V.3.1	Probetas inalteradas	73
V.3.2	Probetas remoldeadas	74
V.4	Procedimiento de ensaye	76
V.4.1	Saturación de líneas	76
V.4.2	Montaje	76
V.4.3	Saturación por contrapresión	79
V.4.4	Medición de β de Skempton	79
V.4.5	Consolidación	79
V.4.6	Ensaye	80
VI.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	81
VI.1	Relaciones volumétricas de probetas	81
VI.2	Consolidación	81
VI.3	Ensayes de permeabilidad	85
VI.3.1	Efecto de la carga hidráulica	85
VI.3.2	Efecto de la relación de vacíos	88
VI.3.3	Efecto del contenido de finos	92
VI.3.4	Efecto del método de compactación en el coeficiente de permeabilidad	94
VI.3.5	Permeabilidad en muestras inalteradas y remoldeada	95
VII.	CONCLUSIONES	97

REFERENCIAS.....	99
ANEXO A	105
ANEXO B	121
ANEXO C	125

ÍNDICE DE FIGURAS

I. INTRODUCCIÓN

Figura 1. Diagrama de flujo para beneficio de minerales (modificado de SGM, 2017)	2
Figura 2. Principales métodos de molienda (modificado de Balasubramanian, 2017).....	2
Figura 3. Mecanismo de trituración en un molino de barras (modificado de Gupta y Yan, 2015).....	3
Figura 4. Diferentes tipos de molinos de barras (modificado de Wills y Napier-Munn, 2006).....	4
Figura 5. Mecanismo de trituración en un molino de bolas (modificado de Gupta y Yan, 2015).....	4
Figura 6. Diferentes tipos de molinos de bolas (modificado de Gupta y Yan, 2015).....	5
Figura 7. Molino cuadrado AG / SAG con rejilla (modificado de Gupta y Yan, 2015).....	6
Figura 8. Técnica de descarga de un solo punto (modificado de Vick, 1990).....	7
Figura 9. Descarga de jales, empleando espigas (modificado de Vick, 1990).....	7
Figura 10. Esquema de un ciclón (modificado de Blight, 2010).....	8
Figura 11. Método constructivo “aguas arriba” (modificado de Blight, 2010).....	9
Figura 12. Método constructivo “aguas abajo” (modificado de Blight, 2010).....	10
Figura 13. Método “construcción central” (modificado de Blight, 2010)	10

II. MARCO TEÓRICO

Figura 14. Dispositivo experimental de Darcy (modificado de Terzaghi y Peck, 1963).....	13
Figura 15. Vista frontal del aparato utilizado por Poiseuille para sus experimentos (Modificado de Suter y Skalak, 1993).....	15
Figura 16. Esquema del permeámetro de carga constante (modificado de Bowles, 1981).....	16
Figura 17. Esquema del permeámetro de carga variable (modificado de Flores B., 2000).....	17
Figura 18. Dispositivo de ensaye de prueba Lugeon.....	18
Figura 19. Pruebas Lefranc de flujo constante (modificado de CFE, 2015).....	19
Figura 20. Pruebas Lefranc de flujo variable (modificado de CFE, 2015).....	19
Figura 21. Diversas condiciones para la realización de la prueba USBR E-19 (modificado de Auvinet y Esquivel, 1986).....	21
Figura 22. Resultados de permeabilidad determinados con diferentes ecuaciones (modificado de Loudon, 1953).....	24
Figura 23. Efecto de las burbujas de aire sobre el flujo de agua en un suelo (modificado de CFE, IINGEN, 2007).....	26
Figura 24. Gráficos para determinar el factor de corrección por temperatura (Lee et al, 2003).....	27

III. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE JALES

Figura 25. Comparación de la distribución de tamaño de grano para diferentes jales (modificado de Shamsai et al, 2007).....	30
Figura 26. Distribución granulométrica de muestras de jal de las minas canadienses de roca dura antes de la deposición en la presa de jales (modificado de Bussiére, 2004).....	30
Figura 27. Curva de fluidez para determinar el límite líquido por el método de cono sueco (modificado de Acevedo, 2017).....	32
Figura 28. Influencia de la relación de vacíos en el coeficiente de permeabilidad solidos (modificado de Acevedo, 2017).....	35
Figura 29. Variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la concentración de solidos (modificado de Acevedo, 2017).....	36
Figura 30. Coeficiente de permeabilidad calculado versus medido (modificado de Bates y Wayment, 1967).....	36
Figura 31. Resultados de pruebas de permeabilidad y valores de k calculados con las ecuaciones de Hazen (H), Kozeny-Carman (K-C) y Bates-Wayment (B-W); los círculos son los resultados experimentales (modificado de Aubertin et al., 1996).....	37
Figura 32. Valores de k medidos y calculados con la ecuación modificada Kozeny-Carman (modificado de Aubertin et al., 1996).....	38

Figura 33. Valores de k calculados versus medidos para jales mineros (modificado de Chapuis y Aubertin, 2003).....	40
Figura 34. Coeficiente de permeabilidad contra el esfuerzo total de jales ensayados en consolidómetro (modificado de Shamsai et al., 2007).	40
Figura 35. Resultados experimentales de la conductividad hidráulica en jales con diferentes porcentajes de finos (modificado de Shamsai et al., 2007).	41
Figura 36. Validación de la fórmula propuesta por Shamsai et al., 2007 para el calculo del coeficiente de permeabilidad (modificado de Shamsai et al., 2007).	41
Figura 37. Permeabilidad versus porcentaje de finos (modificado Mittal y Morgenstern, 1975).	42
Figura 38. Permeabilidad versus D_{10} (modificado de Mittal y Morgenstern, 1975).	42
Figura 39. Permeabilidad en función a la relación de vacíos, para arenas de jal con diferentes contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).	43
Figura 40. Permeabilidad, relación de vacíos y esfuerzo efectivo para jales de oro típicos (modificado de Fahey et al., 1996)	43
Figura 41. Permeabilidad en función de la presión de confinamiento, para diferentes arenas de jales con contenidos de finos diferentes (modificado de Valenzuela, 2015).	44
Figura 42. Comparación de los resultados obtenidos en ensayos con un 33% de finos contra los estimados por las ecuaciones empírica (modificado de Carmi, 2013)	45
Figura 43. Comparación de los resultados obtenidos en ensayos con un 55% de finos contra los estimados por las ecuaciones empírica (modificado de Carmi, 2013).	45
Figura 44. Esfuerzo efectivo versus relación de vacíos (modificado de Qiu y Segó, 2000).	46
Figura 45. Coeficiente de permeabilidad versus relación de vacíos (modificado de Qiu y Segó, 2000).	46
Figura 46. Conductividad hidráulica versus relación de vacíos de jales finos (modificado de Hu et al., 2017).	47
Figura 47. Variación de la permeabilidad con el aumento de la carga hidráulica (modificado de Acevedo, 2017).	47

IV. DESCRIPCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y SEMI-AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO

Figura 48. Esquema general del permeámetro de carga constante. 1 Regulador de contrapresión inferior, 2 regulador de contrapresión superior, 3 regulador de confinamiento, 4 bureta de flujo inferior, 5 bureta de flujo superior, 6 depósito de agua, 7 sensor de cambio volumétrico inferior, 8 sensor de presión de confinamiento, 9 sensor de contrapresión inferior, 10 sensor de contrapresión superior, 11 interfaz aire-agua, 12 cámara de ensaye, 13 depósito de agua de gasto de salida.	51
Figura 49. Esquema de cámara de ensaye.	52
Figura 50. Sensor de presión.	52
Figura 51. Sensor de cambio volumétrico (presión diferencial).	53
Figura 52. Acondicionador de señal.	53
Figura 53. Menú principal de módulo de calibración.	54
Figura 54. Módulo de calibración.	54
Figura 55. Registro de calibración.	54
Figura 56. Ventana cambio de constantes de calibración.	55
Figura 57. Menú principal de operación.	55
Figura 58. Datos generales de la probeta y configuración de prueba.	55
Figura 59. Dimensiones de la probeta.	56
Figura 60. Características del suelo.	56
Figura 61. Carpeta.	56
Figura 62. Archivo.	57
Figura 63. Vector Tiempo.	57
Figura 64. Ventana de transductores.	58
Figura 65. Ventana de etapa de saturación.	58
Figura 66. Ventana medición β Skempton.	58
Figura 67. Ventana de etapa de consolidación.	59
Figura 68. Ventana de modo de operación.	59

Figura 69. Ventana de configuración del vector de tiempo en etapa de ensaye.....	60
Figura 70. Ventana de principal de etapa de ensaye	60
Figura 71. Curva de calibración sensor de confinamiento 1.....	61
Figura 72. Curva de verificación cruzada.....	61
Figura 73. Curva de verificación cruzada confinamiento 1-contrapresión inferior 1.....	62
Figura 74. Curva de verificación cruzada confinamiento 1-contrapresión superior 1.....	62
Figura 75. Curva de verificación de la precisión parcial del sensor confinamiento 1.....	63
Figura 76. Curva de verificación de la precisión total del sensor de confinamiento 1.....	64
Figura 77. Curva de calibración sensor de cambio volumétrico inferior 2.....	65
Figura 78. Curva de verificación sensor de cambio volumétrico inferior 2.....	66
Figura 79. Curva de verificación de precisión parcial del sensor cambio volumétrico inferior 2.....	67
Figura 80. Curva de verificación de precisión total del sensor cambio volumétrico inferior 2.....	67

V. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ENSAYADO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Figura 81. Curva de calibración de matraz T1.....	69
Figura 82. Curva de calibración de matraz T2.....	69
Figura 83. Determinación del límite líquido utilizando el cono inglés.....	70
Figura 84. Curva de fluidez de muestra M1.....	71
Figura 85. Curva granulométrica de material ensayado.....	72
Figura 86. Labrado de probetas inalteradas.....	73
Figura 87. Compactación por amasado.....	75
Figura 88. Gráfico de compactación por amasado para probeta MR 1.....	75
Figura 89. Gráfico de compactación por amasado para probeta MR 2.....	76
Figura 90. Formación de probetas por compactación estático.....	77
Figura 91. Montaje de probeta inalterada.....	78
Figura 92. Montaje de probeta remoldeada.....	78

VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Figura 93. Curva de consolidación para la muestra M7 inalterada y remoldeada consolidadas a un esfuerzo efectivo de $\sigma' = 0.8 \text{ kg/cm}^2$	82
Figura 94. Curva de disipación de presión de poro para la muestra M7 inalterada y remoldeada consolidadas a un esfuerzo efectivo de $\sigma' = 0.8 \text{ kg/cm}^2$	82
Figura 95. Curva de compresibilidad para las diferentes muestras inalteradas y remoldeadas ensayadas.....	85
Figura 96. Curva de tiempo versus permeabilidad para la muestra inalterada M2.....	86
Figura 97. Coeficiente de permeabilidad vs carga hidráulica para la muestra inalterada M3.....	86
Figura 98. Coeficiente de permeabilidad vs carga hidráulica para la muestra remoldeada M3.....	87
Figura 99. Obtención del coeficiente de permeabilidad por etapa para la muestra M3.....	87
Figura 100. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad para la muestra M3.....	89
Figura 101. $k_{\text{remoldeada}}/k_{\text{inalterada}}$ vs esfuerzo efectivo para muestras formadas por compactación por amasado.....	89
Figura 102. Esfuerzo efectivo versus permeabilidad de muestras inalteradas y remoldeadas ensayadas.....	90
Figura 103. Variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la relación de vacíos en la muestra M6.....	90
Figura 104. Influencia de la relación de vacíos en la permeabilidad.....	91
Figura 105. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para jales con diferentes contenidos de finos.....	92
Figura 106. Permeabilidad en función del contenido de finos para muestras ensayadas.....	93
Figura 107. Permeabilidad en función del contenido de finos para muestras de jal ensayadas.....	93
Figura 108. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para jales con diferentes contenidos de finos.....	94

Figura 109. Efecto del método de compactación en el coeficiente de permeabilidad en muestras ensayadas.....	95
Figura 110. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para muestras inalteradas y remoldeadas comparadas con los resultados obtenidos por Bussiére, 2004.	96

ANEXO A

Figura 111. Curva de calibración sensor de contrapresión superior 1.	105
Figura 112. Curva de calibración sensor de contrapresión inferior 1.	105
Figura 113. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 1-confinamiento 1.....	106
Figura 114. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 1-contrapresión superior 1.	106
Figura 115. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 1.	107
Figura 116. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 1.	107
Figura 117. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 1-confinamiento 1.....	108
Figura 118. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 1-contrapresión inferior 1.	108
Figura 119. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 1. ...	109
Figura 120. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 1. ...	109
Figura 121. Curva de calibración sensor de confinamiento 2.....	110
Figura 122. Curva de calibración sensor de contrapresión superior 2.	110
Figura 123. Curva de calibración sensor de contrapresión inferior 2.	111
Figura 124. Curvas de verificación de los sensores de presión del permeámetro 2.....	111
Figura 125. Curva de verificación cruzada confinamiento 2-contrapresión inferior 2.....	112
Figura 126. Curva de verificación cruzada confinamiento 2-contrapresión superior 2.....	112
Figura 127. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de confinamiento 2.....	113
Figura 128. Curva de verificación de precisión total del sensor de confinamiento 2.....	113
Figura 129. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 2-confinamiento 2.....	114
Figura 130. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 2-contrapresión superior 2.	114
Figura 131. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 2.	115
Figura 132. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 2.	115
Figura 133. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 2-confinamiento 2.....	116
Figura 134. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 2-contrapresión inferior 2.	116
Figura 135. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 2. ...	117
Figura 136. Curva de verificación de precisión total del sensor de contrapresión superior 2.	117
Figura 137. Curva de calibración sensor de cambio volumétrico inferior 1.....	118
Figura 138. Curva de verificación sensor de cambio volumétrico inferior 1.	118
Figura 139. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de cambio volumétrico inferior 1.	119
Figura 140. Curva de verificación de precisión total del sensor de cambio volumétrico inferior 1.	120

ANEXO B

Figura 141. Curva de fluidez de probetas 2 y 3.....	121
Figura 142. Curva de fluidez de probeta 4.....	121
Figura 143. Curva de fluidez de probeta 5.....	122
Figura 144. Curva de fluidez de probeta 6.....	122

ANEXO C

Figura 145. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M1.....	125
Figura 146. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M2.....	125
Figura 147. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M3.....	126
Figura 148. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M4.....	126
Figura 149. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M5.....	127
Figura 150. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M6.....	127

Figura 151. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M7.	128
Figura 152. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M1.	128
Figura 153. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M2.	129
Figura 154. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M3.	129
Figura 155. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M3.	130
Figura 156. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M4.	130
Figura 157. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M5.	131
Figura 158. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M1.	131
Figura 159. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M2.	132
Figura 160. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M3.	132
Figura 161. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M4.	133
Figura 162. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M5.	133
Figura 163. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M6.	134
Figura 164. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M7.	134

ÍNDICE DE TABLAS

II. MARCO TEÓRICO

Tabla 1. Valores del coeficiente de permeabilidad según el tipo de suelo (modificado de Marsal y Resendiz, 1975).	15
Tabla 2. Valores del coeficiente k_1 en función de la porosidad n (modificado de Loudon, 1953)	22

III. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE JALES

Tabla 3. Resultados de la distribución granulométrica de jales (modificado de James et al., 2002)	29
Tabla 4. Resultados de la distribución granulométrica de jales de hierro y cobre (modificado de Hu et al. 2017).	29
Tabla 5. Densidad relativa de sólidos para diferentes tipos de jal.	31
Tabla 6. Relación de vacíos para diferentes tipos de jal.	31
Tabla 7. Límites de consistencia para jales (modificado de Shamsai et al., 2007).	32
Tabla 8. Resultados típicos de pruebas de consolidación para muestras inalteradas y remoldeadas de jal (modificado de Bussièrè, 2004).	35
Tabla 9. Conductividad hidráulica para jales suecos (modificado de Bjelkevik y Knutsson, 2005)..	39
Tabla 10. Valores del Coeficiente de Permeabilidad, k , para las muestras procedentes del Sitio 2, en diferentes presiones verticales efectivas, estimadas a partir de las curvas de consolidación (modificado de Cancela, 1987).	44
Tabla 11. Resultados obtenidos por Qui y Segó (2000).	46
Tabla 12. Valores típicos de permeabilidad de jales de limo y arena de acuerdo con diferentes investigadores (modificado de Saad, 2008).	48
Tabla 13. Valores de permeabilidad para jales basados en el contenido finos y plasticidad, (modificado Vick, 1990).	48
Tabla 14. Conductividad hidráulica saturada para muestras inalteradas y remoldeadas de jal (modificado de Bussièrè, 2004).	49

IV. DESCRIPCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y SEMI-AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO

Tabla 15. Registro de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 1.	61
Tabla 16. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de confinamiento 1.	63
Tabla 17. Resultados de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 1.	64
Tabla 18. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de cambio volumétrico inferior 2.	66
Tabla 19. Constantes de calibración y verificación.	67

V. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ENSAYADO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Tabla 20. Contenido de agua y densidad de sólidos de muestras ensayadas.....	69
Tabla 21. Límites de consistencia de muestras ensayadas.	71
Tabla 22. Características granulométricas de las muestras ensayadas.	73
Tabla 23. Clasificación SUCS de las muestras ensayadas.	73
Tabla 24. Formación de probetas reconstituidas.	74

VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 25. Relaciones volumétricas iniciales de muestras ensayadas.	81
Tabla 26. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad en muestras inalteradas.	83
Tabla 27. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad en muestras reconstituidas.	84
Tabla 28. Resultados de ensayos de permeabilidad con aumento de carga hidráulica para la muestra ensayada M3.	88
Tabla 29. Resultados de la variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la relación de vacíos en la muestra M3.	91
Tabla 30. Resultados obtenidos de ensayos de permeabilidad para muestra inalteradas y remoldeadas.	96

ANEXO A

Tabla 31. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión inferior 1. .	106
Tabla 32. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión superior 1.	108
Tabla 33. Registro de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 2.	111
Tabla 34. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de confinamiento 2.	112
Tabla 35. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión inferior 2. .	115
Tabla 36. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión superior 2.	117
Tabla 37. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de cambio volumétrico inferior 1.	119

ANEXO B

Tabla 38. Granulometría de probeta M1	122
Tabla 39. Granulometría de probetas M2 y M3	123
Tabla 40. Granulometría de probeta M4	123
Tabla 41. Granulometría de probeta M5.	123
Tabla 42. Granulometría de probeta 6	124
Tabla 43. Granulometría de probeta 7	124

RESUMEN

Debido al desarrollo de nuevas técnicas de extracción minera, se ha generado un aumento en el volumen de los residuos, cuya disposición final debe hacerse empleando métodos seguros, garantizando que la estructura terrea sea segura hasta la altura que se diseñe.

Una de las propiedades más importantes para establecer una base de diseño seguro y económico para un depósito de jales es la conductividad hidráulica; debido a que no siempre es posible obtener un muestreo inalterado de jal, es importante definir si los valores obtenidos de muestras reconstituidas son del mismo orden que las integrales.

El material ensayado es procedente de la presa de jales “Las Guásimas” en el municipio de Minatitlán, Colima.

La primera etapa de este trabajo de investigación consistió en la puesta en operación de dos permeámetros de carga constante que se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado de Ingeniería de la UNAM.

La segunda etapa de este trabajo consistió en la ejecución de pruebas para la caracterización del material: contenido natural de agua, densidad de sólidos, límites de consistencia, clasificación SUCS y granulometría; y la ejecución de pruebas de permeabilidad en muestras inalteradas de jal. Utilizando el material procedente de la probeta inalterada se reproducen las probetas reconstituidas con las relaciones volumétricas y gravimétricas iniciales de las probetas inalteradas, utilizando los métodos de compactación por amasado y estático.

Las probetas ensayadas se saturaron por contrapresión para alcanzar grados de saturación superiores al 95%; para verificar el grado de saturación de las probetas a ensayar se lleva a cabo la medición del parámetro β de Skempton. Inmediatamente después de verificar la saturación de las probetas se consolidaron, debido a que el ensayo es no destructivo, se aplicaron una serie de esfuerzos efectivos de consolidación (0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5 y 3.2 kg/cm²). El ensaye de permeabilidad se realiza aplicando un flujo ascendente a través de la muestra, las probetas fueron ensayadas con tres diferentes cargas hidráulicas 150, 250 y 350 cm de columna de agua. Una vez terminada esta etapa, la probeta se vuelve a consolidar y posteriormente ensayar.

Se hace una comparación de los resultados obtenidos de las muestras inalteradas y reconstituidas con las obtenidas por otros autores en estudios similares.

Símbolos

$\% F$	Porcentaje de finos
A	Área total de la sección transversal
C_c	Coefficiente de curvatura
C_{K-C}	Coefficiente empírico de Kozney-Carman
C_u	Coefficiente de uniformidad
D	Diámetro medio de las partículas de suelo
D_{eff}	Diámetro efectivo de partículas
D_{li}	Diámetro de la malla superior
D_{si}	Diámetro de la malla inferior
D_r	Compacidad relativa
D_{10}	Diámetro del tamiz por el cuál pasa el diez por ciento de las partículas de la muestra de suelo
e	Relación de vacíos
$e_{máx}$	Relación de vacíos en el estado más libre
e_{min}	Relación de vacíos en el estado más denso
f_i	Porcentaje retenido en la malla i
g	Gravedad
G_s	Densidad de sólidos
G_w	Grado de saturación
h	Carga total
h_1	Altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en el tubo colocado a la entrada de la capa filtrante
h_2	Altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en el tubo colocado a la salida de la capa filtrante
i	Gradiente hidráulico
k	Coefficiente de permeabilidad
k_{SAT}	Conductividad hidráulica saturada
k_v	Conductividad hidráulica vertical
L	Longitud de muestra
m_v	Módulo de compresibilidad volumétrica
P	Presión
P_{200}	Porcentaje de finos
Q	Gasto
S_0	Superficie específica por unidad de volumen de las partículas
SF	Factor de forma que depende de la angulosidad de las partículas de suelo
t	Tiempo
v	Velocidad
V	Volumen de agua
ω	Contenido de agua
z	Distancia vertical de un plano de referencia
Δh	Diferencia de carga
ρ_w	Densidad del agua
γ_d	Densidad seca
γ_w	Densidad del agua
η	Porosidad
σ'	Esfuerzo efectivo
μ	Viscosidad absoluta del agua

JUSTIFICACIÓN

Debido al desarrollo de nuevas técnicas de extracción minera, se ha generado un aumento en el volumen de los residuos, cuya disposición final debe hacerse garantizando que la estructura terrea sea segura hasta la altura que se diseñe.

Para hacer la revisión estructural de un depósito de jal se debe conocer la geometría de éste, los parámetros mecánicos de los materiales térreos que lo componen, el nivel superior de corriente y la *permeabilidad* de los diferentes materiales que se encuentran en condición saturada, razón por la cual es importante conocer la variación del coeficiente de permeabilidad de los jales, parte integral de la estructura. Debido a que no siempre es posible obtener muestreo inalterado de jal, es importante definir si los valores obtenidos de muestras reconstituidas en el laboratorio son del mismo orden que las integrales.

ALCANCES

- a. Recopilación bibliográfica sobre el tema.
- b. Calibración y puesta en operación del equipo experimental.
- c. Obtención del coeficiente de permeabilidad en muestras de jal integral.
- d. Reconstitución y ensaye de muestras de jal, con las condiciones volumétricas correspondientes a las integrales.
- e. Comparación de resultados de muestras integrales y reconstituidas.

OBJETIVOS

- a. Puesta en operación de dos permeámetros de carga constante del laboratorio de Mecánica de suelos del Posgrado de Ingeniería.
- b. Realizar pruebas de permeabilidad en muestras inalteradas y reconstituidas de jal, con las mismas condiciones volumétricas iniciales, utilizando el mismo jal en ambos ensayos.
- c. Discutir los resultados sobre la pertinencia de obtener el coeficiente de permeabilidad en muestras reconstituidas.

I. INTRODUCCIÓN

México es un país con una gran e histórica tradición minera, actualmente contribuye con cuatro por ciento del Producto Interno Bruto Nacional.

De acuerdo con información de la Secretaría de Economía, la actividad minera tiene lugar en toda la República Mexicana, destacando las entidades del norte y centro de territorio, que cuentan con los principales yacimientos minerales. La industria minera nacional es mayormente metalúrgica, dedicándose principalmente a la explotación de oro, cobre, plata, plomo y zinc.

Debido al desarrollo en las técnicas de extracción y procesamiento de los recursos minerales, se ha generado un aumento en el volumen de los residuos. Durante siglos estos residuos fueron depositados en los alrededores de las minas, esta condición provocó la contaminación del sitio; afectando el suelo y sus alrededores.

La Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003, publicada el 13 de septiembre de 2004, obliga a las empresas mineras a caracterizar los jales y depositarlos en presas diseñadas para reducir el riesgo para el ambiente y la salud, ya que su cumplimiento exige considerar tanto la seguridad estructural de la obra, como los aspectos relacionados con la estabilidad geoquímica de los residuos (Briseño, 2010).

En México, se les llama jales a los residuos mineros del beneficio de minerales por procesos de molienda en una planta concentradora de mineral (Orozco, 2010). Se caracterizan por tener una granulometría fina y la misma composición química que los minerales beneficiados, sólo que con menores cantidades de metales (Briseño, 2010), son suelos de comportamiento viscoelástico muy complejo y de alta susceptibilidad a fenómenos como la erosión pluvial, la tubificación y la licuación provocada por un sismo o una explosión (Orozco, 2010). La composición de los residuos puede variar de acuerdo con las condiciones particulares de cada mina y por la ubicación del yacimiento.

Las presas de jales son estructuras de retención de sólidos y líquidos de desecho de la mina (jales), cuya construcción data de al menos mediados del siglo XIX. Algunos autores atribuyen el primer uso de este tipo de presa al apogeo de la extracción de oro en California, EE. UU., Pero es posible que su origen sea aún más antiguo (Valenzuela, 2015).

Orozco (2014) menciona que normalmente estas obras se construían y operaban simultáneamente sin un proyecto definido, siguiendo las prácticas que se iban transmitiendo por generaciones en cada empresa; incluso, el agua corriente de los arroyos o ríos los "borraban del mapa"; ahora, ya se exigen estudios previos y proyectos de diversa índole: geotécnicos (geológicos, de mecánica de suelos y de rocas), geofísicos, geoquímicos, geohidrológicos, hidrológicos, hidráulicos, ambientales, etc., tanto antes, durante la construcción, en la etapa de operación, como para el cierre de estas obras.

A partir de la década de los ochentas, la mayoría de las empresas mineras en México han estado depositando sus jales en presas y realizando estudios de caracterización del sitio.

1.1 Proceso de molienda *Generalidades*

La molienda es la última etapa en el proceso de conminución (Figura 1); en esta etapa, las partículas se reducen de tamaño mediante una combinación de impacto y abrasión, ya sea en seco o en suspensión (Wills y Napier-Munn, 2006). La reducción se lleva a cabo dividiendo o fraccionando la muestra por medios mecánicos hasta el tamaño deseado.

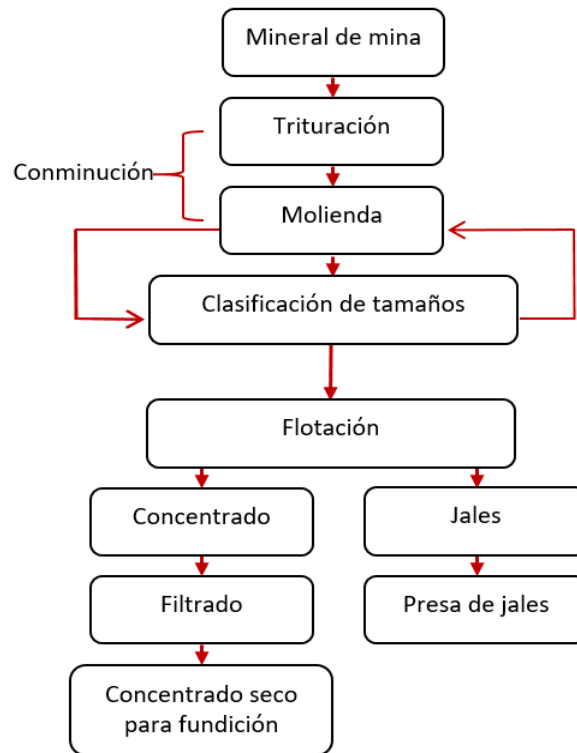


Figura 1. Diagrama de flujo para beneficio de minerales (modificado de SGM, 2017).

Los principales métodos de molienda se llevan a cabo mediante volteo, agitación y vibraciones, como se ilustra en la Figura 2.

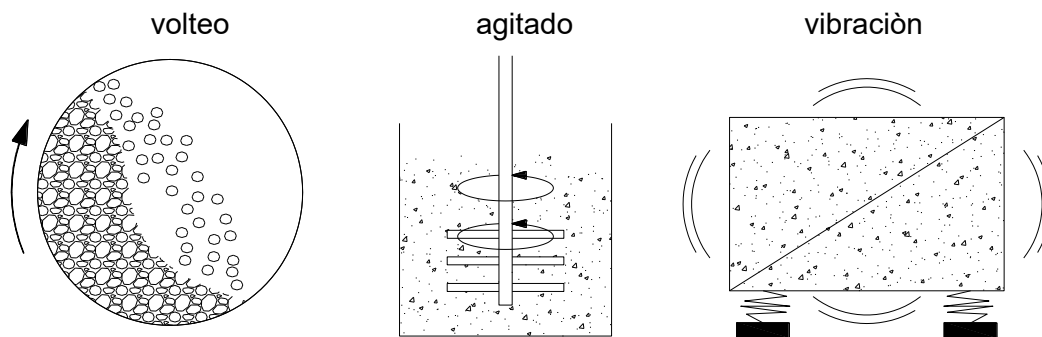


Figura 2. Principales métodos de molienda (modificado de Balasubramanian, 2017).

Molinos

Se llaman así a las máquinas en donde se produce la operación de molienda. Existen diversos tipos según sus distintas aplicaciones, los más importantes son: barras, bolas y autógenos. Estructuralmente, cada tipo de molino consiste en una carcasa cilíndrica horizontal, provista de forros de desgaste renovables y un medio de molienda. El tambor se apoya para que gire sobre su eje en muñones huecos unidos a las paredes finales.

Tipos de molinos

Molinos de barras (Rod mill): se utilizan para la molienda primaria de rocas y minerales. Están formados por un tambor giratorio de eje horizontal, que en su interior cuenta con barras de acero con

alto contenido de carbón, dispuestas paralelas a la longitud del molino, cuya longitud es aproximadamente 150 mm más corta que la longitud interior del molino. Éste gira gracias a que posee una corona, la cual está acoplada a un piñón que se acciona por un motor generalmente eléctrico (Pedrotti, 2012; Balasubramanian, 2017). Las barras se elevan, rodando por las paredes del cilindro hasta una cierta altura, y luego caen efectuando un movimiento que se denomina “de cascada”. La rotura del material que se encuentra en el interior del cuerpo del cilindro y en contacto con las barras se produce por frotamiento entre barras y la superficie del cilindro, o entre barras, y por percusión como consecuencia de la caída de las barras desde cierta altura, como se muestra en la Figura 3 (Wills y Napier-Munn, 2006).

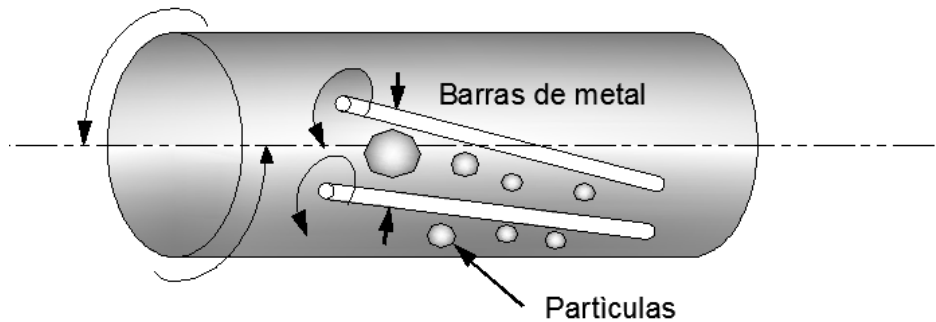


Figura 3. Mecanismo de trituración en un molino de barras (modificado de Gupta y Yan, 2015).

El material ingresa por el eje, en un extremo del cilindro y sale por el otro extremo o por la parte central del cilindro; los molinos de bolas se clasifican de acuerdo con las distintas formas de descarga: por rebose (se emplea en molienda húmeda), periférica central y final (se emplean tanto en molienda húmeda como en seca). En la Figura 4 se ilustran esquemas generales de estos tres tipos de molinos.

Los molinos de bolas (Ball mil) se utilizan principalmente para la molienda fina. Están formados por un cilindro giratorio ligeramente inclinado u horizontal que en su interior tiene bolas libres, generalmente de metal (Figura 5). Las bolas se mueven haciendo el efecto “de cascada”, rompiendo el material que se encuentra en la cámara de molienda mediante fricción y percusión (Gupta y Yan, 2015; Wills y Napier-Munn, 2006; Balasubramanian, 2017).

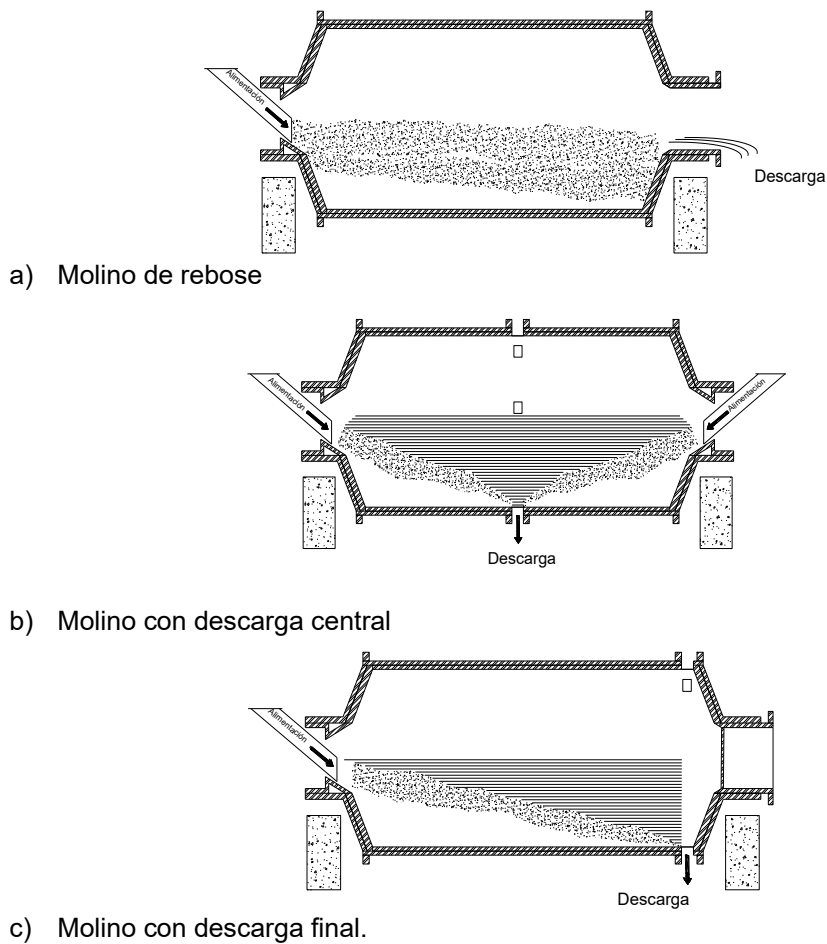


Figura 4. Diferentes tipos de molinos de barras (modificado de Wills y Napier-Munn, 2006).

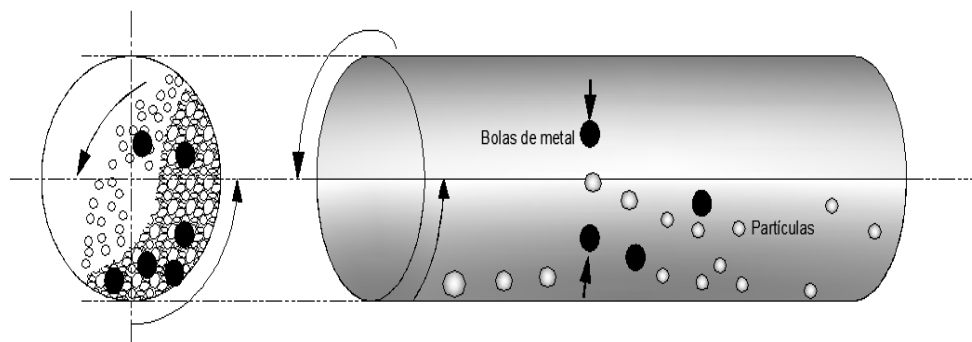
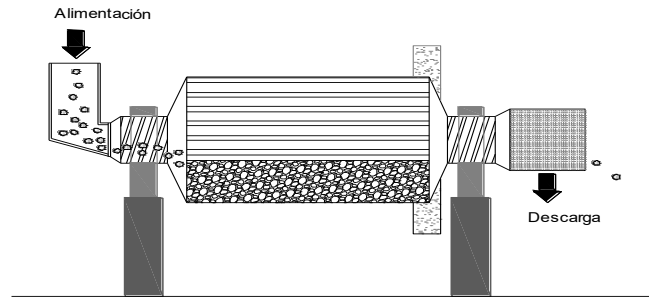
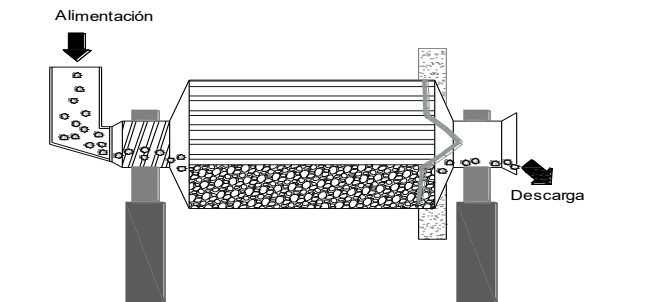


Figura 5. Mecanismo de trituración en un molino de bolas (modificado de Gupta y Yan, 2015).

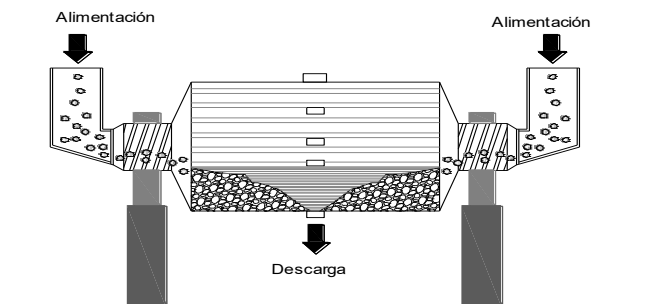
El material a moler entra por un extremo y sale por el opuesto. Los molinos de bolas también se clasifican por la naturaleza de la descarga (Wills y Napier-Munn, 2006): por rebose (adecuado para molienda fina de 75 – 106 mm), diafragma o rejilla (adecuados para moler 150 – 250 mm) y central (la abertura de descarga está en el centro del molino, mientras que la alimentación es desde ambos extremos del molino). En la Figura 6 se ilustran esquemas generales de estos tres tipos de molinos.



a) Molino de descarga por rebose.



b) Molino de descarga por diafragma o rejilla.



c) Molino con descarga central.

Figura 6. Diferentes tipos de molinos de bolas (modificado de Gupta y Yan, 2015).

Molinos autógenos: Uno de los principales desarrollos en la industria minera durante los últimos años es el uso de molinos de molienda semi-autógena (SAG) y molienda autógena (AG). Un molino SAG es un molino autógeno que utiliza bolas de acero además de los medios de molienda natural, pueden operar con cualquier tipo de mineral al contar con cierta carga de bolas (Figura 7). Un molino AG es un molino de volteo que utiliza el propio mineral como medio de molienda. El mineral debe contener suficientes piezas competentes para actuar como medios de molienda. La molienda autógena se puede realizar en húmedo o en seco. Los molinos AG producen partículas de mayor calidad, dado que no están contaminadas con el acero de las bolas (Gupta y Yan, 2015; Wills y Napier-Munn, 2006).

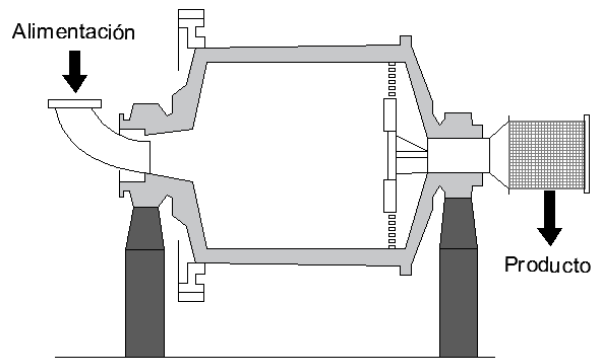


Figura 7. Molino cuadrado AG / SAG con rejilla (modificado de Gupta y Yan, 2015).

La desintegración y la reducción del tamaño de los minerales en los molinos AG / SAG se produce mediante una combinación de fuerzas de impacto, desgaste y abrasión durante la rotación del molino. Las partículas en la punta de la carga del molino reciben las fuerzas de impacto máximas de la caída de rocas y otros medios de molienda (Gupta y Yan, 2015).

1.2 Deposición de jales

La disposición de los jales hasta su ubicación final generalmente se puede efectuar de manera semilíquida; es decir, conducirlos en forma de lodo por medio de un sistema de tuberías y bombas de impulsión o empleando maquinaria pesada cuando son tratados previamente por medio de filtros o prensas que disminuyen su contenido de agua, convirtiéndolos en materiales semisecos (Fernández, 2016).

Para elegir un método de depósito apropiado, se requieren varias investigaciones del sitio (ICOLD, 1996):

- El tipo de mineral extraído y los tamaños de partículas que se producen a partir del proceso de extracción
- Investigación de la hidrología de la zona donde se planea depositar el jal
- Método de construcción previsto de la presa de jales
- Cálculos de la cantidad de materiales descargados
- Investigación del área alrededor de la colocación de la presa de jales

A los que se le suma la topografía del sitio, cuando no es posible tener una playa amplia y las condiciones sísmicas, generalmente para sitios de alta sismicidad.

Deposición en forma de lodos

La descarga de jales en el embalse en forma de lodos se realiza comúnmente a través de métodos de deposición subacuática o subaérea. La selección de un método de deposición tiene una influencia notable en el asentamiento y la distribución del tamaño de grano de los jales dentro del vaso.

La deposición subacuática (o debajo del agua) se usa comúnmente para depositar jales que contienen sulfuros que se pueden oxidar y son productores potenciales de ácidos. Estos tipos de residuos se oxidan muy rápidamente y, por lo tanto, se logra una restricción de oxígeno colocándolos bajo el agua. Éste método de deposición requiere un embalse capaz de almacenar considerables volúmenes de agua. Los jales depositados con este método están completamente saturados y, por lo tanto, poseen una baja resistencia al corte (Mosquera, 2013).

La deposición subaérea se refiere a la descarga por encima de la línea de agua, en el suelo o directamente en la playa. Estos métodos son más comunes que el método subacuático (Vick, 1990; Mittal y Morgenstern, 1975). En el método subaéreo, los jales fluyen hacia una playa en pendiente

con una velocidad baja que permite una segregación natural basada en el tamaño de grano en el momento de la deposición. El material más grueso se asienta cerca del punto de descarga formando una playa, mientras que material más fino se depositará cerca del estanque de decantación (Blight y Bentel, 1983; Qiu y Segó, 2006).

Descarga de un solo punto: es la técnica de descarga directa, donde el lodo se transporta en tuberías desde las plantas de extracción hasta el sitio de almacenamiento. Este método se emplea a menudo para descargas aguas arriba de la cortina contenedora y el embalse, es decir, el punto de descarga no se ubica en la corona del terraplén de contención, por lo tanto, ocasionalmente es necesario bombear la lechada de las plantas de extracción al depósito, debido a las diferencias de altura (Figura 8). Esta técnica no es apropiada cuando la fracción fina de los jales debe mantenerse lejos de la presa. La descarga de un solo punto también se puede usar para descargar la lechada en la presa, pero esto requiere que el punto de descarga se mueva periódicamente a otra sección de la presa para evitar una elevación desigual en la estructura. (Blight, 2010; Lighthall, 1989).

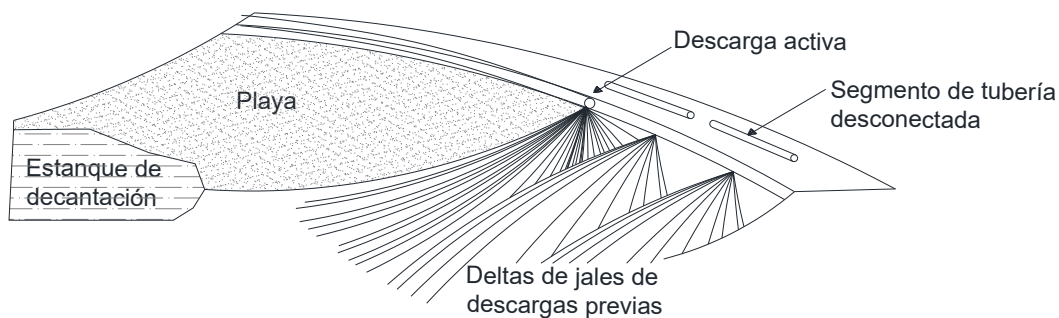


Figura 8. Técnica de descarga de un solo punto (modificado de Vick, 1990).

Espigoteo: es un método subaéreo ampliamente utilizado para la deposición de jales, consiste en la descarga de jales a través de tuberías pequeñas (espigas) que se conectan a una tubería que rodea el embalse, las espigas se originan desde múltiples puntos a intervalos regulares a lo largo de la línea (Masson, 2014; Mosquera, 2013 y Lighthall, 1989). El método se utiliza para lograr un flujo más o menos uniforme, que en teoría creará playas uniformes. El espigoteo forma una playa poco profunda donde la fracción más gruesa se asienta cerca del punto de descarga y la fracción fina (limos) se deposita progresivamente más lejos de los puntos de descarga (Figura 9). Como resultado de esta graduación variable, la densidad, la resistencia al corte y la permeabilidad de los sólidos sedimentados disminuyen al aumentar la distancia desde el punto de descarga.

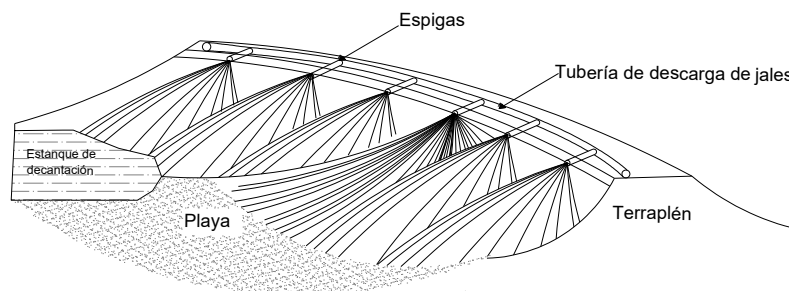


Figura 9. Descarga de jales, empleando espigas (modificado de Vick, 1990).

Barras de pulverización: es un método muy similar al espigoteo, pero las barras están hechas de tubos de revestimiento con pequeños orificios, éstas pueden colocarse entre 0.5 y 1 m entre ellas, pero varía. Este método mejora la capacidad de depositar uniformemente los jales a lo largo del embalse y disminuir la velocidad de los lodos. Esta técnica es utilizada con frecuencia cuando se

extraen materiales provenientes de rocas erosionadas, normalmente donde las plantas de extracción producen una gran cantidad de finos (Blight, 2010).

Cicloneado: es otro método de deposición utilizado para jales no segregantes con alto contenido de finos. En este método la línea principal de alimentación está conectada directamente a los ciclones ubicados en el terraplén. Los ciclones son dispositivos mecánicos que se utilizan para separar las partículas gruesas y finas de una suspensión mediante acción centrífuga (Figura 10).

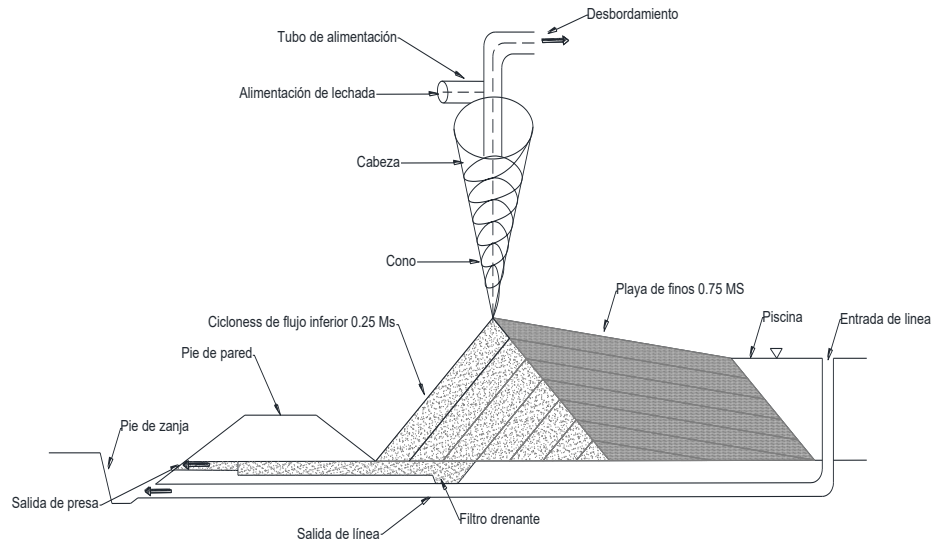


Figura 10. Esquema de un ciclón (modificado de Blight, 2010).

Las partículas gruesas y más densas giran en espiral hacia el núcleo del cono, donde los jales se descargan como subdesbordamiento en el extremo del cono a través de un agujero, mientras tanto, la suspensión asciende a la salida superior del ciclón (Mosquera, 2013; Masson, 2014). El material grueso se utiliza para construir los terraplenes, mientras que el material fino se descarga a través de una tubería de lodos separada hacia el embalse. El cicloneado puede ser:

- Central o estacionario: consiste en la ubicación estratégica de un único ciclón permanente o semipermanente de alta capacidad, a menudo en un contrafuerte de presa más alto que la cresta de la presa proyectada. El flujo inferior del ciclón crea una reserva de arena de jal para su uso en la construcción de terraplenes, mientras que el desbordamiento del ciclón se descarga al centro del embalse. El equipo de movimiento de tierras transporta la arena de los jales desde la reserva hasta el terraplén donde se depositan y compactan. La colocación mecánica y la compactación dan como resultado arenas con una alta compacidad relativa. Por lo tanto, el método es adecuado para su uso en áreas susceptibles a la actividad sísmica (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).
- Ciclones móviles: consiste en varias unidades de ciclón instaladas en torres, patines, camiones, andamios o suspendidas de grúas establecidas a lo largo de la cresta de la presa. El número de ciclones será determinado en función del tamaño de cada unidad y de la cantidad de jales producida. La arena gruesa proveniente de los ciclones es descargada directamente en el terraplén en construcción. Este método es rentable ya que las arenas se colocan en su lugar de descanso final de forma hidráulica y no es necesaria ninguna acción mecánica. Una desventaja de este método es que la colocación no mecánica da como resultado compacidades relativas más bajas (entre 30 y 68%), con propiedades mecánicas deficientes (Lighthall *et al.*, 1989).
- Celda hidráulica: consiste en colocar el material grueso en celdas ubicadas en el terraplén. Los jales son obtenidos de un ciclón central permanente y transportados hasta sus celdas por medio de tuberías empleando agua producto del mismo proceso de cicloneado. Una vez en las celdas,

el sólido es decantado y el agua es desalojada por el lado opuesto de la descarga; con maquinaria se puede compactar el material una vez culminada la sedimentación. Una ventaja de este método es la obtención de densidades altas por la deposición hidráulica y por su posterior compactación. Por otro lado, una desventaja es que para su uso se requiere terraplén relativamente amplio y un área plana para la construcción de las celdas (Valenzuela, 2015).

El uso de estos métodos aumenta la capacidad de extracción de partículas más gruesas, que pueden reutilizarse como material de construcción. Estas técnicas pueden aumentar en gran medida la capacidad de reutilizar el agua de los lodos, lo cual es importante en climas áridos, debido a las técnicas de extracción de agua (Blight, 2010).

Deposición en forma semiseca

Los avances en técnicas de deshidratación desarrolladas durante las últimas décadas, así como el desarrollo de filtros de alta capacidad que emplean vacíos o altas presiones mecánicas, presentan la oportunidad de disponer residuos mineros en condiciones no saturadas. El filtrado de los jales puede efectuarse por prensado, es decir empleando una batería de placas o cinturones dispuestos de manera horizontal o vertical que compactan el jal, o también se puede efectuar el filtrado empleando vacío o equipos presurizados. Los jales son recibidos desde los procesos de aprovechamiento con bajo contenido de sólidos (20 y 30%). Después del proceso de prensado, el contenido de sólidos se incrementa entre 60 y 65%, cuando se emplean filtros, este valor puede incrementarse hasta en un 90%. El contenido final de agua, puede variar entre 10 y 20%. El agua resultante es enviada a la planta y retorna al proceso industrial. Estos jales no saturados deben ser almacenados temporalmente hasta ser colocados en el sistema de transporte que usualmente puede ser empleando bandas transportadoras o por medio de maquinaria pesada mediante cargadores frontales u otro equipo similar para disponer el material en camiones (preferentemente cubiertos con lonas), que lo transportan hasta su disposición final, donde son descargados, extendidos y compactados (Fernández, 2016; Acevedo, 2017).

1.3 Métodos constructivos

Construcción aguas arriba

Consiste en la construcción de un dique iniciador, normalmente de material de préstamo (ya que aún no se producen jales). Luego, los jales se descargan desde la cresta de la presa a lo largo de su periferia para crear una playa, donde los jales pueden asentarse (Figura 11). Antes de que el embalse se llene, la playa se convierte en la cimentación de un segundo dique utilizando jales hidráulicamente depositados o ciclonados, este proceso continúa a medida que la presa aumenta de altura (Vick, 1990; Masson, 2014).

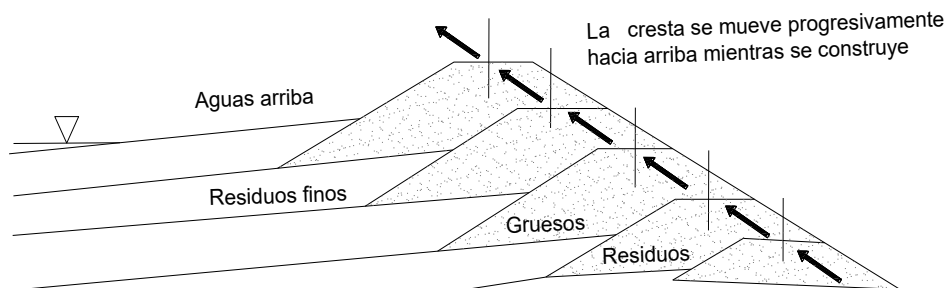


Figura 11. Método constructivo "aguas arriba" (modificado de Blight, 2010).

Según Martin y Morrison (2012), es el método de construcción más beneficioso económicamente pero menos favorable. Estudios a nivel mundial de fallas de este tipo de presas indican que son susceptibles a licuación ante sismos, desbordamiento y, además, un llenado rápido de los depósitos

de jales puede incrementar el potencial de fallas por licuación estática (Martin y McRoberts, 1999; Vick, 1990).

Método constructivo aguas abajo

Posee el mejor récord histórico para la estabilidad y se utiliza comúnmente como terraplén para almacenamiento de agua, para lo cual deberá contar con filtros adecuados y drenes de control. Al igual que método constructivo aguas arriba, este método se comienza con un dique de inicio construido con materiales de préstamo compactados, sin embargo, este puede construirse con arenas y gravas permeables o con predominantemente limos y arcillas para minimizar la filtración a través de la presa (Figura 12). Si se utilizan materiales de baja permeabilidad en el dique de inicio, los drenajes internos deberán incorporarse en el diseño. El método aguas abajo se llama así porque las etapas subsiguientes de la construcción del dique se apoyan en la parte superior de la pendiente corriente abajo de la sección anterior, desplazando la línea central de la parte superior de la presa río abajo a medida que las etapas de la presa se elevan progresivamente (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).

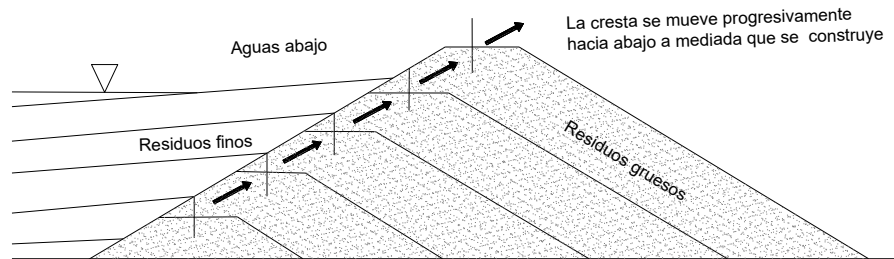


Figura 12. Método constructivo "aguas abajo" (modificado de Blight, 2010).

El método de elevación aguas abajo también es más resistente ante la actividad sísmica y es posible utilizar cualquier tipo de jal (Holmqvist y Gunnteg, 2014). La desventaja es el gran volumen de material de relleno requerido para levantar la presa. El mayor volumen de relleno requerido puede aumentar dramáticamente el costo de este método de construcción si los jales del molino no pueden proporcionar un volumen suficiente de arena (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).

Construcción central

Este método es un arreglo entre los dos métodos anteriores. Esencialmente mantiene una corona vertical por encima del terraplén de arranque. Los jales son colocados en la periferia por espigoteo desde la cresta del dique para formar la playa (Figura 13). La disposición de jales en el embalse estabiliza el talud aguas arriba de la corona y la sección aguas abajo se construye con suelo, enrocado o arena cicloneada (Vick, 1990; Acevedo, 2017).

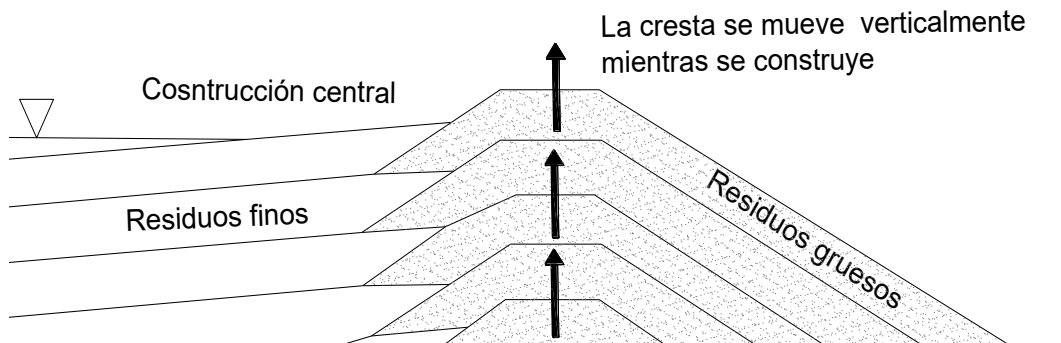


Figura 13. Método "construcción central" (modificado de Blight, 2010).

Comparte las ventajas de los métodos anteriores y mitiga las desventajas. El volumen de material de relleno necesario es intermedio entre los métodos ascendentes y descendentes, así como el costo. La resistencia sísmica es generalmente aceptable ya que la parte principal del material de relleno se puede compactar (Vick, 1990; Bjelkevick A., 2005).

1.4 Elementos de una presa de jales

De acuerdo con la NOM-141-SEMARNAT-2003 las presas de jales constan de cuatro elementos constitutivos que son la cortina contenedora, el vaso, el sistema decantador drenante y el vertedor de excedencias, los cuales se definen a continuación:

Cortina contenedora (dique o talud): definida como la estructura resistente que delimita y soporta el empuje de los jales y del agua almacenada, hace las veces de barrera de contención para evitar el desplazamiento de la masa de jales hacia áreas adyacentes; constituye el componente de seguridad más importante del sistema de depósito vinculado con la disposición de residuos, por lo tanto debe ser permeable y resistente a la erosión (pluvial y eólica o por derrames incidentales), a la tubificación (física y química), a la licuación (bajo sismo o explosión), a los deslizamientos de talud (por saturación incontrolada e inestabilidad general). La cortina se debe formar por suelos y materiales definidos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos o con fragmentos de roca, los jales pueden ser utilizados en la construcción de la cortina contenedora, siempre y cuando su contenido de arenas mayores a la malla 200 (76 μm) sea igual o mayor a 15% y su contenido de sólidos sea igual o mayor a 50%. Cuando la cortina se desplante sobre una superficie rocosa inclinada, que tiende a ser lisa, se debe excavar un dentellón para anclarla. Para obtener un buen contacto entre la base de la cortina contenedora y la superficie del terreno natural, se debe realizar una excavación de limpia para eliminar toda la materia vegetal, suelos y/o fragmentos de roca sueltos en el área de cimentación de la misma. Los métodos de construcción son aguas arriba, aguas abajo o la combinación de ambos.

Vaso de almacenamiento: es el elemento de la presa de jales que tiene volumen disponible para almacenar los sólidos de los jales, una porción del agua empleada en su transporte y el volumen para manejar las aguas pluviales que caen dentro de la presa de jales, es el espacio donde se van almacenar los jales en forma de lodos. Debe estar bien definido, por los parteaguas, caminos, canalizaciones, cunetas, contracunetas, etc.

Debe tener el área suficiente para permitir la clarificación del agua contenida en los jales, facilitar la extracción de la misma ya clarificada. Se debe dejar la playa amplia con el nivel del agua alejado del talud, de tal manera que la longitud de la misma sea igual o mayor a la altura de la cortina, o se demuestre técnicamente que la cortina contenedora es estable. Además, debe tener una capacidad suficiente para mantener un bordo libre de 3 m en zonas ciclónicas, 2 m en zonas húmedas y 1 m en zonas secas.

Sistema decantador drenante: es el que tiene como función captar el agua de los jales y enviarla a la pileta de recuperación para su utilización en el proceso de la planta de beneficio. También puede funcionar como vertedor de excedencias para desalojar el agua de la tormenta máxima probable.

Vertedero de excedencias: tiene como propósito proveer un medio de control de los escurrimientos normales y extremos hasta desalojar con seguridad la tormenta de diseño de la presa.

II. MARCO TEÓRICO

El suelo es un material con arreglo variable de partículas y entre ellas existen una serie de vacíos interconectados que forman una compleja red de canales que se comunican con la superficie del terreno, así como con las fisuras y las grietas.

Investigadores como Bernoulli, Darcy y Laplace sentaron las bases para el estudio del tránsito de agua a través del suelo.

II.1 Características del flujo de agua en el suelo

Para líquidos que tienen movimiento o flujo, Daniel Bernoulli en 1738 dentro de su libro Hidrodinámica, describe el comportamiento del fluido. Mediante la ecuación que agrupa los componentes que engloban la energía que tiene una partícula de agua en cualquier sitio dentro del fluido, dicho de otro modo, describe la carga hidráulica “ h ” como la suma de tres componentes: carga de presión, energía cinética o carga de velocidad y carga de elevación, dicha carga hidráulica está dada por:

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \quad (II. 1)$$

Donde

h = carga total

P = presión

γ_w = densidad del agua

v = velocidad

g = aceleración de la gravedad

z = distancia vertical a un plano de referencia.

Note que el primer sumando de la ecuación (II. 1) representa la carga de presión, el segundo la carga de velocidad y el tercero la carga de elevación. Si se aplica la ecuación de Bernoulli al flujo de agua a través de un suelo, el término que contiene la carga de velocidad se desprecia debido a la alta resistencia al flujo que origina la estructura del suelo.

II.1.1 Ley de Darcy

Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros de suelos saturados, utilizó un dispositivo similar al que aparece en la Figura 14. La ecuación publicada en 1856 demostró experimentalmente (variando la longitud de la muestra L y la presión del agua en los extremos de la misma), que para velocidades lo suficientemente pequeñas el gasto Q es proporcional al gradiente hidráulico i y al área total de la sección transversal A :

$$Q = k \frac{(h_1 - h_2)}{L} A = kAi \quad (II. 2)$$

Donde

Q = gasto

k = coeficiente de permeabilidad

h_1 = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en el tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

h_2 = altura, sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en el tubo colocado a la salida de la capa filtrante.

A = área total de la sección transversal.

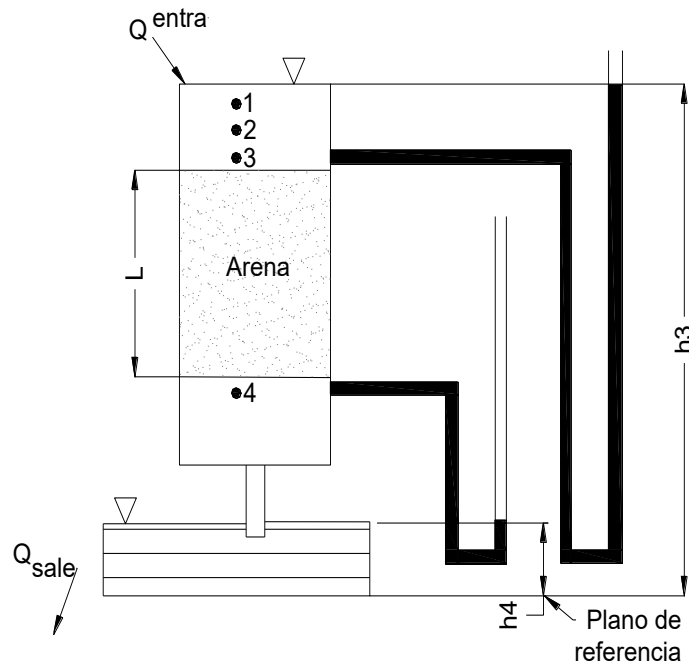


Figura 14. Dispositivo experimental de Darcy (modificado de Terzaghi y Peck, 1963).

A la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud se le conoce como gradiente hidráulico y se expresa de la siguiente manera:

$$i = \frac{(h_1 - h_2)}{\Delta L} \quad (II. 3)$$

De acuerdo con las observaciones realizadas por Darcy, éste concluyó que cuando ocurre flujo de agua al interior de un suelo conformado por partículas finas o gruesas no necesariamente debe obtenerse el mismo valor de gasto de descarga, por lo que, para establecer la diferencia, se propusieron dos leyes, las cuales aún son la base para estimar las características del flujo del agua a través del suelo (CFE, IINGEN UNAM, 2007):

- Ley de Darcy para flujo laminar: Para un flujo laminar a través de un suelo saturado, constituido por granos menores que 1 mm, el gasto total se calcula como la ecuación (II. 2).

- Ley de Darcy para flujo turbulento: Para el flujo turbulento del fluido por el interior del suelo saturado, en el que el tamaño de los granos mayores que 1 mm, el gasto de es:

$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi^\phi \quad (II. 4)$$

Donde ϕ es un exponente de turbulencia que varía $0.6 < \phi < 1$.

En las ecuaciones (II. 2) y (II. 4) la velocidad de descarga debe ser igual a la velocidad de entrada.

Muchos investigadores han estudiado la validez de esta ley utilizando el concepto de Reynolds para determinar el límite superior de la misma. Estudiando el flujo de agua en canales abiertos, Reynolds encontró una velocidad crítica, v_c , que expresó en función del llamado número de Reynolds (R) que está definido por la siguiente expresión:

$$R = \frac{v_c D \rho_w}{\mu} \quad (II. 5)$$

Donde

ρ_w = densidad del agua

D = diámetro medio de las partículas de suelo

μ = viscosidad absoluta del agua

Los valores de R para los cuales el flujo en un medio poroso se hace turbulento pueden variar desde 0.1 hasta 75 (Scheidegger, 1957). El valor de D correspondiente a un número de Reynolds de 1 es aproximadamente 0.5 mm, es decir, una arena gruesa; en este tipo de suelo es el más permeable a través del cual se produce un régimen laminar.

La Ley de Darcy no es válida para las siguientes condiciones de flujo a través de un medio poroso:

- Cuando la velocidad de flujo es muy alta, la relación entre el gasto y el gradiente hidráulico no es lineal. La Ley de Darcy se aplica únicamente para un régimen de flujo laminar, y cuando la interacción suelo-agua no lleva a un cambio de permeabilidad con una alteración en el gradiente. Darcy construyó sus filtros de arena fina, lo que deduce que en estos suelos el flujo del agua es laminar (Juárez B, 2005). El flujo laminar prevalece en suelos más finos (mezclas de limos y arcillas o arcillas puras) para cualquier gradiente hidráulico que se genere comúnmente en situaciones naturales. Sin embargo, en arenas gruesas y gravas, los gradientes hidráulicos comúnmente mayores que la unidad pueden conducir a condiciones de flujo no laminar, por lo que la Ley de Darcy podría no ser aplicable.
- Otra situación en la que no tiene validez la Ley de Darcy es el extremo opuesto del rango de gradientes hidráulicos, es decir, a muy pequeños gradientes y en poros del suelo muy pequeños. Algunos investigadores (Swartzendruber, 1962; Millar y Low, 1963; Nerpin *et al.*, 1966) han indicado que en suelos arcillosos ocasionan velocidades de flujo muy pequeñas que son menores o que se desvían de la proporcionalidad con el gradiente, mientras que otros investigadores (Olsen, 1965) cuestionan algunos de esos resultados. Una posible razón que justifica la no proporcionalidad de la velocidad de flujo a muy pequeños gradientes hidráulicos es que el agua en la proximidad a las partículas sólidas está sujeta al campo de las fuerzas de absorción de las partículas, por lo que esa agua puede ser más viscosa que el agua común (CFE, IINGEN UNAM, 2007).

Debido a que los poros de la mayor parte de los suelos son pequeños y las velocidades son bajas, por lo tanto, en gran parte de los casos de interés para el ingeniero civil, el flujo es laminar, y en este caso la ley de Darcy es la que gobierna el flujo a través del suelo (López-Acosta, 1999).

II.1.2 Ley de Poiseuille

Poiseuille se propuso encontrar una relación funcional entre cuatro variables: el caudal volumétrico de agua destilada de un tubo Q , la presión de conducción diferencial P , la longitud del tubo L y el diámetro del tubo D . El esquema del aparato utilizado por Poiseuille es el que se muestra en la Figura 15.

La ecuación (II. 6) demuestra que la velocidad media a través de un tubo capilar es proporcional al cuadrado del diámetro del tubo. Por lo tanto, la velocidad de filtración a través de un suelo y el coeficiente de permeabilidad del mismo, son proporcionales al cuadrado de la dimensión promedio del poro, el que a su vez puede vincularse al tamaño de grano:

$$V_m = \frac{\rho D^2}{32\eta} \quad (II. 6)$$

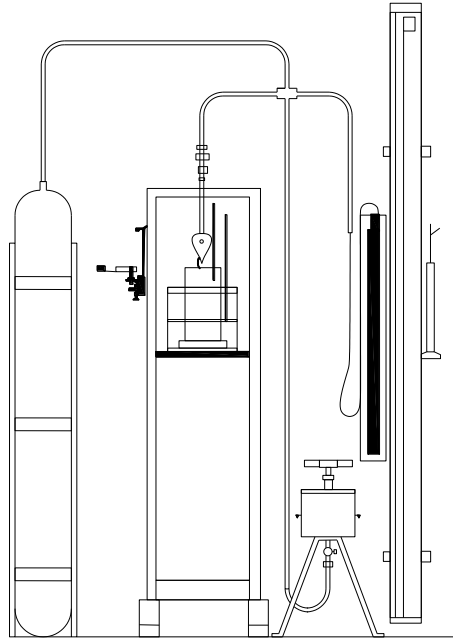


Figura 15. Vista frontal del aparato utilizado por Poiseuille para sus experimentos (Modificado de Sutura y Skalak, 1993).

La fórmula de Poiseuille define un modo de fluir del agua (considerada como un líquido viscoso) en una tubería, de sección circular y perfectamente lisa; el flujo es laminar; por lo que esta ley sólo es aplicable para velocidades bajas.

11.2 Coeficiente de permeabilidad

En la ley de Darcy aparece la constante física de proporcionalidad, k , llamada *coeficiente de permeabilidad del suelo*. En virtud de que el gradiente hidráulico es adimensional, k tiene unidades de velocidad, siendo numéricamente igual a la velocidad media del agua cuando el gradiente hidráulico es igual a uno; físicamente representa la “facilidad” con que fluye el agua a través del suelo (Rivera, 2004). En la Tabla 1 se hace una clasificación de los suelos según su permeabilidad.

Tabla 1. Valores del coeficiente de permeabilidad según el tipo de suelo (modificado de Marsal y Resendiz, 1975).

Tipo de suelo	k (cm/s)	Descripción	Drenaje
Grava limpia (GW,GP)	> 1.0	Alta	Muy Bueno
Arenas limpia, arena limpia y mezclas de grava (SW, SP)	1.0 a 10^{-3}	Media	Bueno
Arenas finas, limo, mezclas que comprenden Arenas, limos y arcillas (SM- SC)	10^{-3} a 10^{-5}	Baja	Pobre
Arcillas erosionadas y fisuradas Limo, arcilla limosa (MH, ML)	10^{-5} a 10^{-7}	Muy baja	Pobre
Arcillas homogéneas (CL, CH)	$< 10^{-7}$	Prácticamente impermeable	Muy pobre

Ya que el intervalo de valores de k es muy amplio, la selección del método y del equipo para su determinación depende del tipo de suelo, la magnitud y tipo de proyecto, etc., empleándose métodos directos e indirectos; los cuales serán descritos a continuación.

II.3 Determinación del coeficiente de permeabilidad

Existen diversos procedimientos para la determinación de la permeabilidad del suelo: los métodos directos se basan en pruebas cuyo objetivo principal es la determinación de este coeficiente; y los métodos indirectos, mediante ecuaciones semi-empíricas que relacionan las propiedades del material y del fluido se calcula la permeabilidad.

II.3.1 Métodos directos

Entre los métodos directos más utilizados para la determinación de la permeabilidad están:

- Permeámetro de carga constante
- Permeámetro de carga variable
- Pruebas *in situ*

Permeámetro de carga constante: Esta prueba se utiliza ampliamente con todos los tipos de suelo (Figura 16). Es el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad en el laboratorio. En esta prueba los niveles de agua se mantienen fijos y se mide la descarga (Terzaghi, 1967).

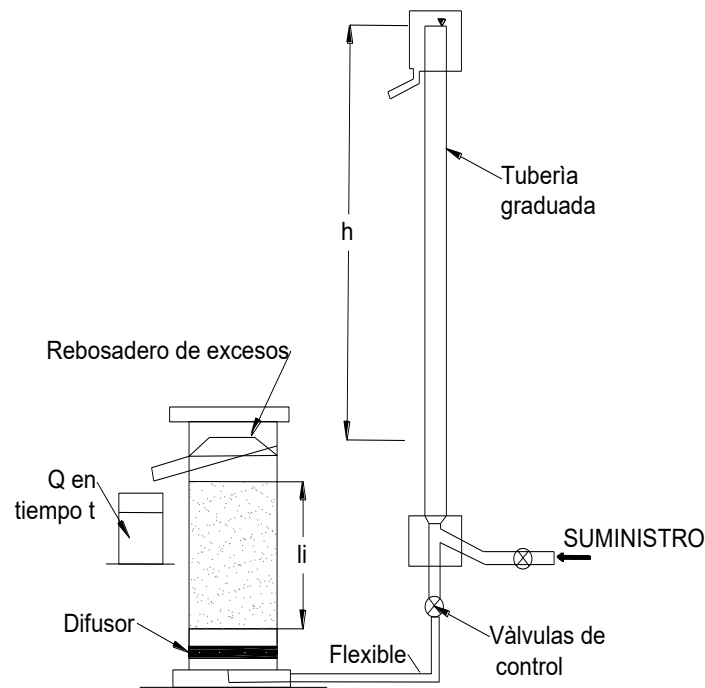


Figura 16. Esquema del permeámetro de carga constante (modificado de Bowles, 1981).

La prueba consiste en hacer pasar agua a través de una muestra de suelo, asignando una diferencia de carga Δh a la entrada y a la salida, hasta que el gasto permanece constante, midiéndose el volumen de agua V que pasa a través de la muestra de longitud L y de sección transversal A , en un tiempo t . El coeficiente se puede calcular:

$$k = \frac{VL}{\Delta hAt} \quad (II. 7)$$

Permeámetro de carga variable: Este ensayo mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo capilar, puede ser utilizado en suelos finos y gruesos variando el diámetro de dicho tubo, aunque comúnmente es utilizado en suelos finos poco permeables. Un arreglo típico de este permeámetro se muestra en la Figura 17.

El tubo capilar determina la variación de la carga h en función del tiempo t . Se debe considerar la altura capilar h_c . De acuerdo con la nomenclatura utilizada en la Figura 17 se tiene que la variación del volumen V a través de la muestra de suelo, está dada por la siguiente expresión:

$$dV = kA_2 i dt = \frac{kh}{L} A dt \quad (II. 8)$$

En el tubo capilar, el agua tiene un descenso dh y el volumen de agua que atravesó la muestra en el tiempo dt se expresa:

$$dt = -dha \quad (II. 9)$$

Arreglado e igualando las ecuaciones (II. 8) y (II. 9) se tiene:

$$-a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{kA}{l} \int_0^t dt \quad (II. 10)$$

Integramos y despejamos el coeficiente k de la ecuación (II. 10):

$$k = \frac{La}{At} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{La}{At} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (II. 11)$$

Siendo a el área de la sección transversal del tubo capilar, en tanto A y L son el área de la sección y la longitud de la muestra, respectivamente.

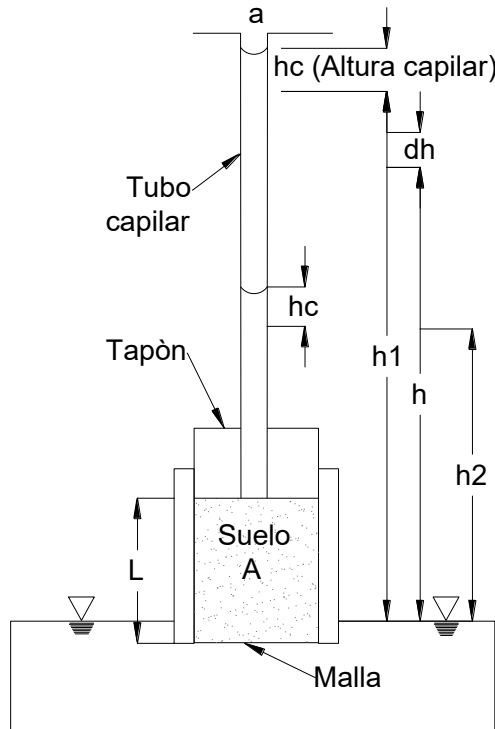


Figura 17. Esquema del permeámetro de carga variable (modificado de Flores B., 2000).

Pruebas in situ: Estas pruebas se hacen sobre barrenos que se profundizan hasta los estratos de interés, estas pruebas arrojan resultados más representativos que los que se obtienen de las pruebas de laboratorio, aunque requieren de mayor equipo y tiempo para llevarlas a cabo.

Las pruebas de permeabilidad *in situ* generalmente se dividen en las siguientes categorías (Flores B., 2000):

- Pruebas de presión, utilizadas en rocas sanas.
- Pruebas por gravedad, pueden ser de carga constante o variable; según sea la velocidad con la que se infiltre el agua en los estratos analizados.
- Pruebas de bombeo en pozos.

A continuación, se describen brevemente las pruebas que tienen más uso hoy en día:

Prueba Lugeon: prueba que permite calcular la permeabilidad en macizos rocosos fracturados y se define como la absorción de agua en un sondeo aislado en litros por minuto y por un metro lineal de perforación, bajo una presión de 10 kg/cm². La permeabilidad obtenida se expresa en unidades *Lugeon (Lg)*.

Este ensaye se realiza introduciendo agua a presión constante en una secuencia sucesiva de carga y descarga de 1, 2, 4, 6, 8 y 10 kg/cm² en el sondeo aislado (Figura 18).

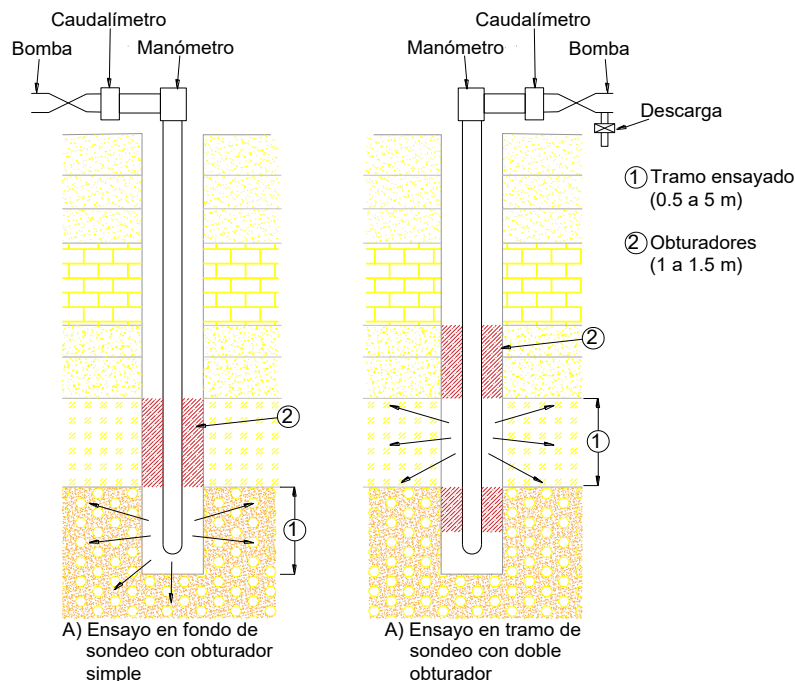


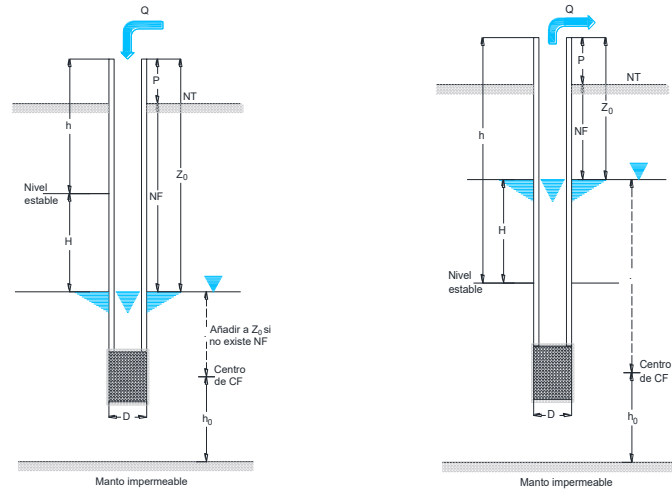
Figura 18. Dispositivo de ensayo de prueba Lugeon.

Prueba Lefranc: es un método que permite calcular la conductividad hidráulica de suelos gruesos y finos ubicados debajo del nivel freático (López-Acosta *et al.*, 2019). De acuerdo con el método que se emplee en la prueba, se clasifica en dos tipos: Lefranc de flujo constante y Lefranc de flujo variable. Éstas a su vez, se clasifican en dos tipos, de acuerdo con el ascenso o descenso del nivel freático (CFE, 2015).

Prueba Lefranc de Flujo Constante (Inyección o Bombeo): consiste en inyectar o extraer agua en una cavidad de dimensiones conocidas hasta estabilizar el nivel de la misma durante un determinado tiempo. Las pruebas de flujo constante se subdividen a su vez en de "inyección y bombeo", esto depende de la posición inicial del nivel freático y de la velocidad con la que circula el agua hacia el terreno (Figura 19). Para calcular el valor de la conductividad hidráulica en pruebas con flujo constante (con inyección o bombeo) se utiliza la siguiente ecuación (Custodio y Llamas, 1983; Escalante-Arias, 1969):

$$k = c + \frac{Q}{H} \tag{II. 12}$$

Donde c es un factor de forma, Q es el caudal observado y H es la carga de columna de agua observada.

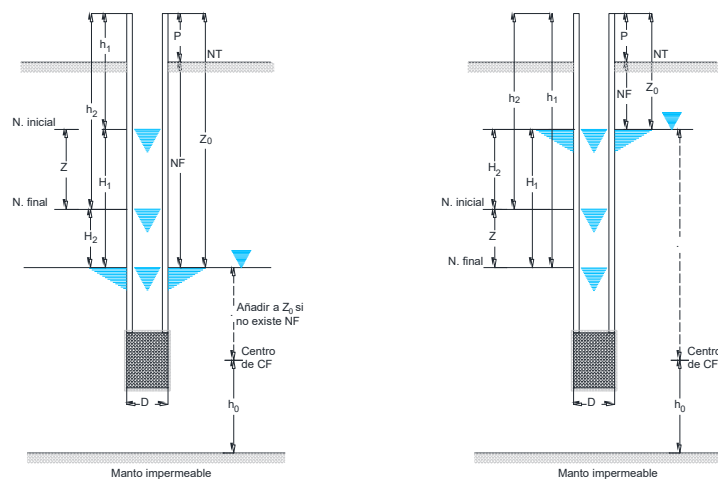


Prueba Lefranc de flujo constante inyección

Prueba Lefranc de flujo constante bombeo

Figura 19. Pruebas Lefranc de flujo constante (modificado de CFE, 2015).

Prueba Lefranc de Flujo Variable (Descenso o Ascenso): consiste en extraer o agregar agua a un barreno para luego medir el ascenso o descenso del nivel dentro del mismo, en intervalos iguales de tiempo. Las pruebas de flujo variable se subdividen a su vez en de “ascenso y descenso”, éste depende de la posición inicial del nivel freático (Figura 20). Estas pruebas se seleccionan cuando la velocidad de circulación de agua hacia el terreno es baja, pues se facilita la medición de los niveles de agua con sonda.



Prueba Lefranc de flujo variable descenso

Prueba Lefranc de flujo variable ascenso

Figura 20. Pruebas Lefranc de flujo variable (modificado de CFE, 2015).

Para calcular el valor de la conductividad hidráulica en pruebas con flujo variable (descenso o ascenso) se utiliza la siguiente ecuación (CFE, 2015; Custodio y Llamas, 1983):

$$k = 2.3 + \left(\frac{C * A}{t}\right) \left(\log \frac{H_1}{H_2}\right) \quad (II. 13)$$

Prueba Nasberg (prueba de absorción): es la prueba más sencilla para determinar la permeabilidad in situ en materiales no saturados y fracturados. Consiste en realizar una excavación a la cual se le inyecta agua, manteniendo un cierto tirante, registrando el volumen de agua y el tiempo transcurrido (Caballero, 1999). El coeficiente de permeabilidad se calcula con la siguiente ecuación semi-empírica:

$$k = \frac{0.423}{h^2} Q \log_{10} \frac{4h}{d} \quad (II. 14)$$

Donde d es el diámetro del pozo, h es el tirante de agua y Q es el gasto de absorción. Se dibuja una curva de tiempo (abscisas) contra volumen de agua absorbida y se calcula el gasto de infiltración para cualquier periodo de tiempo.

Prueba del permeámetro de pozo (USBR E-19): desarrollada originalmente para evaluar la conductividad hidráulica de suelos semipermeables y permeables ($k \geq 1 \times 10^{-7}$ m/s), la prueba consiste en determinar el gasto de agua que se infiltra bajo condiciones de flujo establecidas en un pozo sin revestimiento dentro del cual se mantiene la superficie la superficie del agua a elevación constante. Esta prueba se ha usado principalmente para estimar el gasto de filtración en un canal antes de la construcción y evaluar la necesidad de revestirlo (Auvinet y Esquivel, 1986). El análisis de los datos depende de la ubicación del nivel freático (nivel freático profundo, nivel freático alto localizado en el fondo del pozo y nivel freático alto por encima del fondo del pozo) y de las capas impermeables del suelo (López-Acosta *et al.*, 2019).

La primera condición corresponde a un nivel freático profundo (Figura 21), es decir, cuando la distancia T entre el espejo de agua dentro del pozo de prueba y el nivel freático (o una capa de suelo impermeable que para los fines de la prueba resulta equivalente al nivel freático) resulta mayor de tres veces la altura h del agua dentro del pozo ($T_u > 3h_{ap}$), el coeficiente de permeabilidad se puede calcular como (Auvinet y Esquivel, 1986; López-Acosta, 2017):

$$k_{20} = 0.0167 \left(\frac{1}{h^2}\right) \left[\sin h^{-1} \left(\frac{h}{r}\right) - 1 \right] \left[\frac{Q}{2\pi} \right] \left(\frac{\mu_t}{\mu_{20}}\right) \quad (II. 15)$$

La segunda condición (Figura 21) corresponde a un nivel freático alto, pero quedando debajo del fondo del pozo; en este caso se podrá usar la expresión (Auvinet y Esquivel, 1986; López-Acosta, 2017):

$$k_{20} = 0.0167 \ln \left(\frac{h}{r}\right) \left[\frac{Q}{2\pi} \right] \left(\frac{\mu_t}{\mu_{20}}\right) \left(\frac{1}{h^2}\right) \left[\frac{1}{\frac{1}{16} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{Tu}\right)^{-1}} \right] \quad (II. 16)$$

La tercera condición (Figura 21) corresponde al caso de un nivel freático alto, localizado por arriba del fondo del pozo; para esta condición se puede aplicar la ecuación (Auvinet y Esquivel, 1986; López-Acosta, 2017):

$$k_{20} = 0.0167 \ln \left(\frac{h}{r}\right) \left(\frac{\mu_t}{\mu_{20}}\right) \left(\frac{1}{h^2}\right) \left[\frac{1}{\left(\frac{h}{Tu}\right)^{-1} - 0.5 \left(\frac{h}{Tu}\right)^{-2}} \right] \quad (II. 17)$$

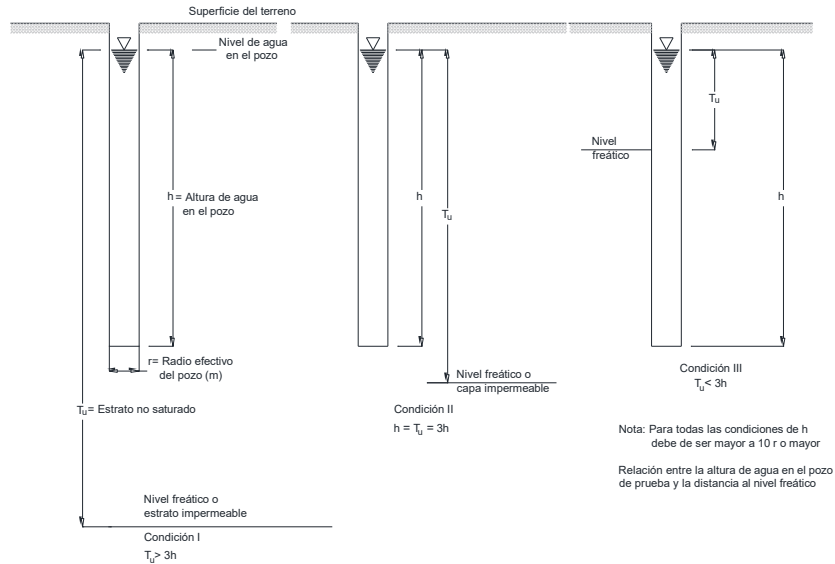


Figura 21. Diversas condiciones para la realización de la prueba USBR E-19 (modificado de Auvinet y Esquivel, 1986).

Prueba de piezocono (CPTu): método versátil, rápido y preciso para la determinación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos, que van desde arenas gruesas hasta arcillas. El ensayo consiste en introducir en el suelo una sonda de acero instrumentada a una velocidad constante (2 cm/s) para obtener un registro continuo de la resistencia de la punta, la fricción del mango y la presión del agua de los poros inducida durante la penetración del cono. Como alternativa a la penetración continua, se puede estudiar la disipación de la presión de poro a una cierta profundidad. Una prueba de disipación consiste en interrumpir la penetración constante del cono y registrar como se disipa la presión en el tiempo, hasta alcanzar la presión estática (López-Acosta *et al.*, 2019). En arenas limpias se disipará inmediatamente, mientras que en materiales más finos como arcillas se requerirá de más tiempo para que se disipe la presión de poros inducida por la penetración del cono (Díaz T., 2011).

El proceso de disipación es principalmente radial y está controlado por el coeficiente horizontal de consolidación C_h , que a su vez es una función de la permeabilidad horizontal del suelo k_h (Levadoux y Baligh, 1986; López-Acosta *et al.*, 2019). Hay muchos métodos para estimar el valor de k_h utilizando datos de prueba de disipación, la selección de alguno depende de la cantidad de información disponible sobre el equipo, la estratigrafía y las condiciones iniciales de esfuerzos en el sitio.

La solución propuesta por Baligh y Levadoux, (1986) proporciona un método de interpretación basado en análisis de consolidación C_h no cambia durante la etapa de consolidación. Se supone que el suelo se comporta como un material homogéneo, isotrópico, lineal-elástico. Por lo tanto, C_h puede calcularse como:

$$C_h = \frac{R^2 T_x}{t_x} \quad (II. 18)$$

donde R es el radio del eje del cono, t_x es el tiempo medido para alcanzar un grado de consolidación x y T_x es su factor de tiempo.

En el análisis lineal, C_h es proporcional a la permeabilidad, por lo que Baligh y Levadoux, (1986) propusieron la siguiente ecuación para determinar k_h :

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2.3\rho'_{vo}}(RR)(C_h) \quad (II. 19)$$

donde ρ'_{vo} es el esfuerzo efectivo vertical inicial, γ_w es el peso unitario del agua, RR es la relación de recompresión que controla la disipación alrededor del piezocono.

Es importante tener en cuenta que el piezocono solo proporciona parámetros en la dirección horizontal. Los parámetros en la dirección vertical se pueden estimar a partir de correlaciones empíricas que consideran la anisotropía y la estratificación de los suelos (López- Acosta *et al.*, 2019).

II.3.2 Métodos indirectos

Se desarrollaron correlaciones empíricas para evaluar la permeabilidad del suelo que relaciona la distribución del tamaño de grano y la relación de vacíos. Una de las primeras relaciones fue la propuesta por Allen Hazen (1892) para predecir la permeabilidad en arenas saturadas:

$$k = cD_{10}^2 \quad (II. 20)$$

Donde D_{10} , corresponde al diámetro del tamiz por el cuál pasa el diez por ciento de las partículas de la muestra de suelo. El coeficiente empírico c generalmente se supone que es igual a 100, pero los siguientes rangos han sido propuestos por diferentes autores (Carrier, 2003):

- 41 a 146: Taylor (1948)
- 100 a 150: Leonards (1962)
- 100 a 1,000: Mansur y Kaufman (1962)
- 100 a 150: Terzaghi y Peck (1964)
- 90 a 120: Cedergren (1967)
- 1 a 42: Lambe y Whitman (1969)
- 40 a 120: Holtz y Kovacs (1981)
- 50 a 200: Terzaghi *et al.* (1996)
- 100 a 150: Das (1997)
- 80 a 120: Coduto (1999)

Por lo tanto, el rango de valores de c varía de 1 a 1000. La aplicabilidad de la fórmula está limitada a $0.01 \text{ cm} < D_{10} < 0.3 \text{ cm}$ (Hazen, 1892).

Slichter en 1899 presentó una expresión para estimar el coeficiente de permeabilidad a partir de datos de la curva granulométrica y de la porosidad de la muestra:

$$k = \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{10.0219 \cdot d_{10}^2}{k_1} \quad (II. 21)$$

El coeficiente k_1 depende de la porosidad, de acuerdo con la Tabla 2:

Tabla 2. Valores del coeficiente k_1 en función de la porosidad n (modificado de Loudon, 1953)

n	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.36	0.38	0.40	0.42	0.44	0.46
$1/k_1$	0.01187	0.01517	0.01905	0.02356	0.02878	0.03473	0.04154	0.04922	0.05789	0.06776	0.07838

Basados en la fórmula Slichter; Zunker (1920), Terzaghi (1925), y Fair & Hatch (1933), derivaron expresiones similares. La ecuación propuesta por Zunker es la siguiente:

$$k = \frac{c}{\mu} \frac{n}{(1-n)^2 s^2} \quad (II. 22)$$

Donde c es una constante que depende de la porosidad n , μ es el coeficiente de viscosidad del agua y s es el área de superficie de la arena.

Terzaghi publicó una ecuación que es aplicable en arenas de tamaño de grano variable:

$$k = \frac{c}{\eta} \left[\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right]^2 \cdot d_{10}^2 \quad (II. 23)$$

Donde n es la porosidad y η es la viscosidad del agua. El parámetro c/η varía de 800 para arenas redondeadas a 460 para arenas angulares.

La ecuación de Fair & Hatch esta expresada como:

$$k = \frac{1}{A} \left[\frac{(1 - \phi)^2}{\phi^3} \left(\frac{B}{100} \sum \frac{F}{d_m} \right)^2 \right]^{-1} \quad (II. 24)$$

Donde A es un factor adimensional con valor de 5, y B es la forma de partícula; para partículas de cantos redondeados es igual a 6 y para partículas angulares es igual a 7.7. La porosidad de la muestra es ϕ , F es el porcentaje en peso de la muestra entre dos tamaños de partícula arbitrarios, y finalmente d_m es el diámetro medio definido como:

$$d_m = \sqrt{d_j \cdot d_{j+1}} \quad (II. 25)$$

En 1948 Taylor a partir de la ley de Poiseuille deduce una ecuación que refleja la influencia del fluido y las características del suelo:

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1 + e)} C \quad (II. 26)$$

En el cual D_s es el diámetro efectivo de partículas, γ peso específico del fluido, μ viscosidad del fluido, e relación de vacíos y C es un factor de forma.

Kozeny en 1927 propuso una ecuación desarrollada por una extensión de la ecuación de Poiseuille para el flujo a través de tubos capilares. Posteriormente fue modificada por Carman en 1939; el trabajo de Kozeny buscaba originalmente formas para determinar la superficie específica de algunos materiales. Esta ecuación relaciona la superficie específica del suelo, la relación de vacíos y las propiedades físicas del líquido para determinar la permeabilidad de un medio poroso (Carrier, 2003):

$$k = \left(\frac{\gamma}{\mu} \right) \left(\frac{1}{C_{K-C}} \right) \left(\frac{1}{S_0^2} \right) \left(\frac{e^3}{1 + e} \right) \quad (II. 27)$$

Donde γ es el peso específico del fluido, μ la viscosidad del fluido, C_{K-C} es el coeficiente empírico de Kozney-Carman, S_0 es la superficie específica por unidad de volumen de las partículas (expresada en m^2/g) y e la relación de vacíos. Para agua a $10^\circ C$, el factor $\gamma/\mu = 7.64 \times 10^4$ ($1/cm \cdot s$) y a $20^\circ C$, $\gamma/\mu = 9.93 \times 10^4$ ($1/cm \cdot s$). El coeficiente de Kozeny-Carman usualmente es igual a 5.

Se ha demostrado que esta fórmula es más precisa que la desarrollada por Hazen, pero ha sido poco utilizada debido a la dificultad para medir la superficie específica, ya que en la práctica de la ingeniería geotécnica no se mide regularmente.

Carrier (2003) demostró que la superficie específica del suelo puede estimarse a partir de la curva granulométrica, suponiendo que las partículas del suelo son esféricas, con diámetros uniformes de acuerdo con la ecuación (Elhakim y Amr F., 2016):

$$S_0 = \frac{SF}{D_{eff}} \quad (II. 28)$$

Donde SF es un factor de forma que depende de la angulosidad de las partículas de suelo; para partículas redondeadas $SF = 6.6$, para partículas de angulosidad media $SF = 7.5$ y para partículas angulares $SF = 8.4$. El diámetro efectivo de partículas D_{eff} se calcula de la siguiente manera:

$$D_{eff} = \frac{100\%}{\left[\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \cdot D_{si}^{0.595}} \right]} \quad (II. 29)$$

Donde f_i es el porcentaje retenido en la malla i , el diámetro de la malla superior está expresado por D_{li} y el diámetro de la malla inferior D_{si} .

Suponiendo que la distribución del tamaño de grano es log-lineal entre los tamaños de tamiz consecutivos, la ecuación para estimar el coeficiente permeabilidad se reduciría a:

$$D_{eff} = 1.99 \times 10^4 \left(\frac{100\%}{\left[\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \cdot D_{si}^{0.595}} \right]} \right)^2 \left(\frac{1}{SF^2} \right) \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (II. 30)$$

En 1950 Rose obtuvo una ecuación utilizando análisis dimensional, esta es aplicable estrictamente a las partículas esféricas uniformes de diámetro d :

$$k = \frac{gd^2}{100\eta} \cdot \frac{1}{f(n)} \quad (II. 31)$$

Donde $f(n)$ es una función que relaciona la “resistencia relativa” con la porosidad, igual a la unidad $n = 40\%$.

En la Figura 22 se muestran los resultados obtenidos de las mediciones de la permeabilidad que se realizaron en una serie de diferentes tipos de arena para comparar algunas de las ecuaciones expuestas (Loudon, 1953).

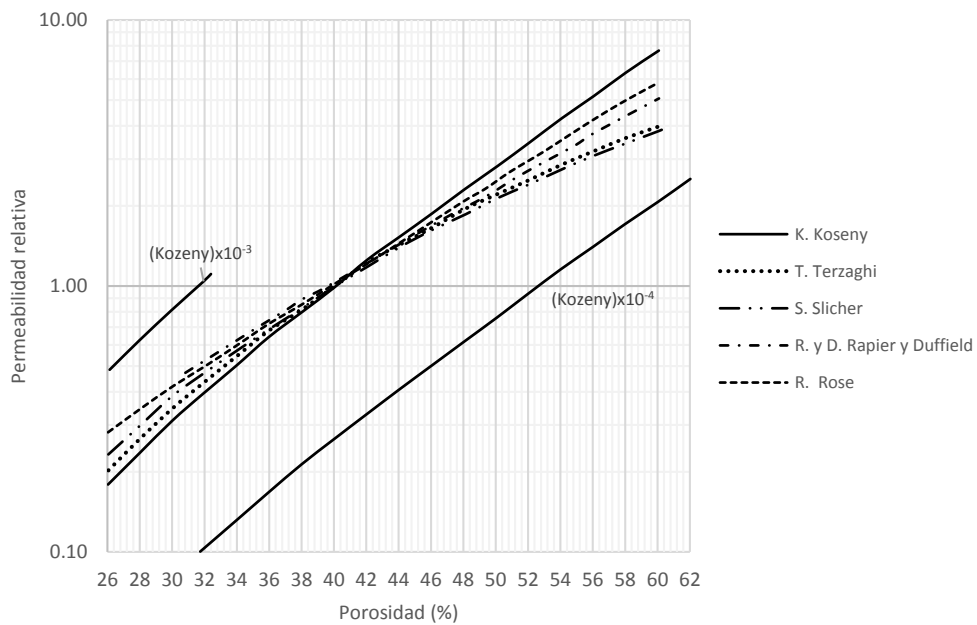


Figura 22. Resultados de permeabilidad determinados con diferentes ecuaciones (modificado de Loudon, 1953).

Chapuis y Aubertin (2003) demostraron que la fórmula de Kozeny-Carman tiene una mejor correlación con los resultados medidos, y se puede utilizar para validar los resultados de un ensayo de permeabilidad en arenas naturales. El uso de correlaciones empíricas para conocer el valor de k es riesgoso, pues su valor depende de la compacidad relativa del material.

II.4 Factores que influyen en el coeficiente de permeabilidad de un suelo

La permeabilidad es una propiedad compleja que está controlada por las propiedades físicas, tanto del suelo como del fluido permeante (DeGroot *et al.*, 2012), como son: temperatura, contenido de agua, grado de saturación, relación de vacíos, densidad, distribución de tamaño de partículas, forma y orientación de las partículas y conectividad de poros, composición química y viscosidad del líquido permeante y edad del espécimen de prueba (López- Acosta, 1999).

Distribución de tamaños de partículas: La distribución de partículas influye en los valores del coeficiente de permeabilidad, ya que de éste depende la velocidad de infiltración. Los finos pueden ocupar los espacios entre las partículas más grandes, disminuyendo así el tamaño de los vacíos conforme disminuye el tamaño de los finos. Podemos decir entonces que a mayor contenido de finos en un suelo menor es la permeabilidad del mismo.

La permeabilidad de los suelos granulares se ve afectada por la distribución del tamaño de grano, que típicamente se describe por los índices D_{10} , D_{30} y D_{60} correspondientes al 10, 30 y 60% de partículas que pasan en peso. Otros índices comúnmente utilizados son el coeficiente de uniformidad C_u , el coeficiente de curvatura C_c . El coeficiente de uniformidad se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (II. 32)$$

C_u representa la graduación de un suelo e indica la pendiente de la curva de distribución de tamaño de grano. Los valores más grandes de C_u indican suelos bien graduados y los valores más pequeños de C_u indican suelos uniformes. Los suelos mal graduados tienen valores de porosidad y permeabilidad más altos que los suelos bien graduados; en los cuales los granos más pequeños tienden a llenar los vacíos entre los granos más grandes.

C_c describe la curvatura (o concavidad) de la curva de distribución de tamaño de grano, este factor de forma representa la distribución de tamaño de grano que utiliza tres puntos en la curva granulométrica, que diferencia entre suelos mal graduados y bien graduados (Elhakim y Amr F., 2016):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (II. 33)$$

Forma y textura de los granos de suelo: La permeabilidad también se ve afectada por la forma y disposición de la partícula ya que estos parámetros influyen en la interconectividad entre los vacíos. Las partículas angulares ocasionan que las líneas de flujo se distorsionen. La forma de partícula tiene un efecto importante sobre la permeabilidad ya que influye en el tamaño y la forma de la interconexión entre las partículas. Cuanto más angular sean los granos, menores serán los vacíos y más tortuosos serán los trayectos de flujo. Esto se debe a que los bordes y las esquinas de los granos angulares tienen mejor acomodo en los vacíos; es decir, hay un mayor grado de colocación. Por lo tanto, los suelos con partículas angulares presentan una menor permeabilidad en comparación con suelos de partículas más redondeadas (Holtz *et al.*, 1981). Es razonable que la permeabilidad de un material granular sea una función de la forma de sus partículas, incluso si el tamaño de grano y la porosidad de la muestra permanecen constantes.

La textura se relaciona con la forma y la disposición de las partículas en una masa de suelo, las partículas con textura superficial rugosa generan mayor resistencia friccional que aquellas partículas con textura superficial suave.

La forma y textura de las partículas ocasionan que el gasto de infiltración se reduzca, lo cual es consecuencia de la afectación de la permeabilidad.

Los límites de consistencia: éstos indican la cantidad de partículas de arcilla y su composición mineralógica. Típicamente, un límite líquido más alto y un índice de plasticidad alto están asociados con suelos que tienen una mayor cantidad de partículas de arcilla o partículas de arcilla que tienen una mayor actividad superficial (Mitchell et al., 1965). De acuerdo con este hecho, se espera una menor permeabilidad cuando la proporción de arcilla plástica aumenta en la combinación de suelos (Boroumand y Baziar, 2005).

Relación de vacíos: El tamaño y la configuración geométrica de los poros del suelo es un aspecto que refleja la relación de vacíos y determina al área de vacíos por la que físicamente circula el agua, por lo que mientras menor sea dicha área, menos permeable es el material (CFE, IINGEN, 2007). Para dos suelos de igual granulometría y diferente relación de vacíos, se obtendrán valores diferentes del coeficiente de permeabilidad.

Grado de saturación: La permeabilidad de un suelo generalmente decrece con el incremento de aire en los poros del suelo. Las burbujas de aire pueden obstaculizar el flujo en los vacíos del suelo. Si el grado de saturación es menor de 85%, es probable que las burbujas de aire tengan continuidad; en cambio, si existieran burbujas aisladas (Figura 23), entonces se afectarían significativamente las condiciones del flujo, lo cual invalidaría la aplicación de la Ley de Darcy.

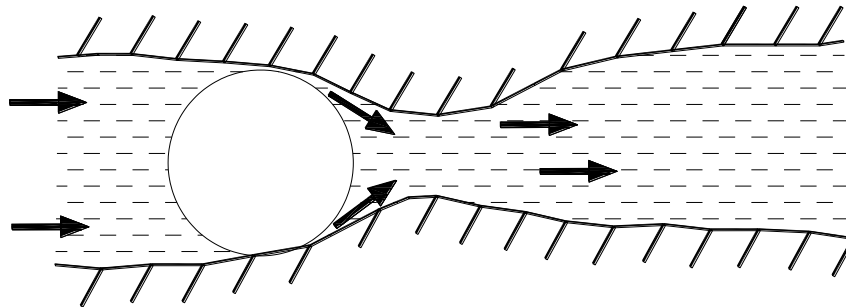


Figura 23. Efecto de las burbujas de aire sobre el flujo de agua en un suelo (modificado de CFE, IINGEN, 2007).

Estado de esfuerzos efectivos: algunos parámetros en el suelo cambian al modificarse el estado de esfuerzos efectivos, así que la permeabilidad puede cambiar en forma importante (Díaz, 2014).

Composición mineralógica: En los suelos finos, en particular las arcillas, el tipo de material arcilloso influye en la dificultad del flujo debido al espesor de la doble capa de agua absorbida, ya que disminuye el tamaño efectivo de los poros (Díaz, 2014).

Tipo de flujo: Una de las hipótesis en las que se basa la ley de Darcy es que el flujo de agua es laminar. Superando la velocidad crítica el flujo se convierte en turbulento y la ley de Darcy ya no es válida (Head, 1982).

Temperatura del agua: Este factor ajeno al suelo tiene peso en la determinación del coeficiente de permeabilidad, ya que éste influye sobre la viscosidad dinámica. Por tal razón se debe medir la temperatura a la cual se desarrollan los distintos ensayos, con el objetivo de realizar una corrección por temperatura, para poder comparar fácilmente los resultados de las pruebas de permeabilidad es conveniente referirlos a una temperatura constante de 20°C. Con la siguiente ecuación se puede hacer la corrección por temperatura mencionada anteriormente:

$$k_{20} = k_T \cdot \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \quad (II. 34)$$

En donde k_{20} y η_{20} corresponden al coeficiente de permeabilidad y a la viscosidad cinemática del agua a una temperatura de 20°C, respectivamente, mientras que k_T y η_T corresponden al coeficiente de permeabilidad y a la viscosidad cinemática del agua a la temperatura del ensayo.

Para aplicar la relación (II. 34) se recomienda el uso de los diagramas de la Figura 24, que muestran la relación entre la temperatura de la prueba y el coeficiente η_T/η_{20} .

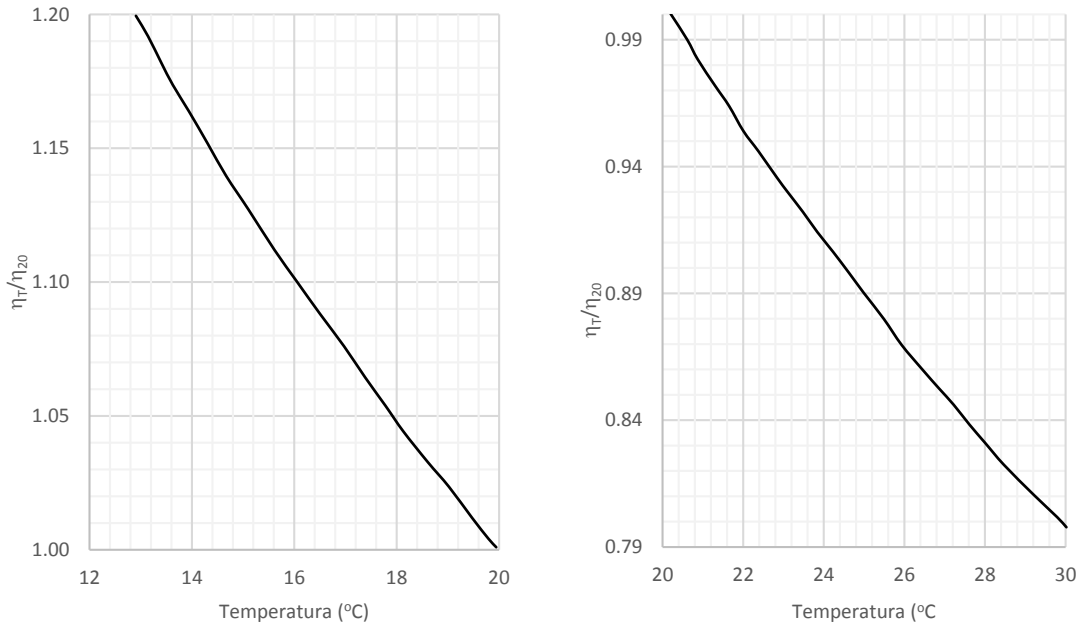


Figura 24. Gráficos para determinar el factor de corrección por temperatura (modificado de Lee et al, 2003).

Pared del permeámetro: Este parámetro es muy poco utilizado y ha sido discutido por diferentes autores (Dudgeon, 1967; Franzini, 1968; Rose y Rizk, 1949; Graton y Fraser, 1935). La rugosidad del material del cual está fabricada la pared del permeámetro influye en la permeabilidad ya que un material muy rugoso podría provocar una reducción en la cantidad de partículas que obstruyan el paso del agua provocando una disminución en la resistencia al flujo. Otro factor que influye en los resultados obtenidos a través de este dispositivo, es el espacio entre la pared y el material, si los vacíos entre las paredes y los granos son muy grandes inducirán una mayor permeabilidad a lo largo de las paredes del permeámetro en comparación con la permeabilidad a través de la muestra. Este efecto está relacionado directamente con el tamaño de las partículas, mientras más grande sea el tamaño de la partícula, mayor debe ser el diámetro del permeámetro (Graton y Fraser, 1935).

III. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE JALES

Para el diseño y construcción de presas de jales deben conocerse las propiedades geotécnicas de los jales, en particular la densidad, los parámetros de resistencia al corte y la conductividad hidráulica (Jantzer *et al.*, 2008). Estas propiedades dependen en gran medida de la geología del mineral matriz y del proceso de formación del suelo.

Los jales se pueden considerar suelos naturales, ya que son rocas trituradas y sus propiedades geotécnicas se pueden comparar con los de suelos naturales.

Además de la geología del mineral y el proceso de formación del suelo, el proceso de molienda y el método de deposición tienen una gran influencia en las propiedades geotécnicas de los jales (Md Khaled, 2012).

El origen afecta el tamaño y la graduación de los granos, el ángulo de fricción interno y la densidad de partículas, mientras que el método de deposición es responsable de la densidad, la relación de vacíos y la porosidad, y la conductividad hidráulica (Jantzer *et al.*, 2008).

De acuerdo con la ICOLD (1996c) los jales se caracterizan por tener:

- un alto contenido de agua
- conductividad hidráulica de baja a moderada
- baja plasticidad
- resistencia al esfuerzo cortante de baja a moderada
- compresibilidad de alta a moderada

En la literatura se encuentra mucha información sobre el origen de los jales, el cual puede ser usado para su clasificación (Vick, 1990; Fell, 2005; Blight, 2010). Al saber qué mineral se extrae se pueden estimar las propiedades geotécnicas de los jales. Dichas bases de datos son útiles en los estudios iniciales, pero deben manejarse con precaución cuando se trata de fases de diseño más detalladas y verificaciones de modelos, el material debe estudiarse en el laboratorio a fin de encontrar las propiedades del material para la situación real (Knutsson, 2015).

III.1 Contenido de agua

El contenido de agua varía sustancialmente de un jal a otro con un intervalo de 20 a 60% y depende del método de deposición (Shuttle y Cuning, 2007; Mahmood y Mulligan, 2010; Qiu y Segó, 2001; Barnekow *et al.*, 1999).

III.2 Granulometría

Se puede encontrar una amplia gama de tamaños de grano en un jal particular, desde arena fina hasta arcilla (Alsharedah, 2016).

James *et al.* (2002) realizaron estudios en jales que se obtuvieron del embalse de una mina de oro en la región de Abitibi, provincia de Quebec, Canadá. En esta mina, los residuos se depositan en forma de suspensión desde el perímetro del embalse. Realizaron pruebas de laboratorio convencionales para caracterizar los jales, la distribución granulométrica se determinó de acuerdo con ASTM D422-63, los resultados de se encuentran resumidos en la Tabla 3.

Jantzer *et al.* (2008) realizaron pruebas en jales de minas suecas, de acuerdo con los resultados que obtuvieron el tamaño de grano del material varía de 0.01 a 1.0 mm, pero se pueden encontrar hasta 20% de partículas del tamaño de la arcilla (0.002 mm). Generalmente los jales tienen un coeficiente

de uniformidad (C_u) relativamente bajo entre 3 y 8, el valor no es constante, ya que varía con la distancia al punto de descarga, debido al efecto de clasificación de la sedimentación.

Tabla 3. Resultados de la distribución granulométrica de jales (modificado de James et al., 2002)

Tamaño de grano (mm)	Muestra			
	1	2	3	4
D ₁₀	0.0082	0.0077	0.0042	0.0036
D ₃₀	0.0360	0.0332	0.0150	0.0117
D ₅₀	0.0650	0.0600	0.0350	0.0250
D ₆₀	0.8260	0.0751	0.0473	0.0366

Hu et al. (2017) realizaron pruebas de laboratorio para caracterizar geotécnicamente cuatro muestras de jal; dos jales de hierro (grueso y fino) y dos jales de cobre (grueso y fino). Los resultados obtenidos de su estudio son los presentados en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados de la distribución granulométrica de jales de hierro y cobre (modificado de Hu et al. 2017).

Propiedad	Yuhezhai jal de hierro		Bahuerachi jal de cobre	
	Jal grueso	Jal fino	Jal grueso	Jal fino
Finos (%)	14.9	78.4	14.24	61.12
D ₁₀ (mm)	0.0510	0.0050	0.0650	0.0005
D ₃₀ (mm)	0.0930	0.0120	0.0900	0.0280
D ₅₀ (mm)	0.1200	0.0300	0.1200	0.0600
D ₆₀ (mm)	0.1600	0.0450	0.1400	0.0740
C_u	3.11	8.82	2.15	14.80
C_c	1.05	0.59	0.89	2.12

La investigación realizada por Shamsai et al. (2007) determinaron parámetros geotécnicos e hidrogeológicos para la presa de jales del complejo de cobre Sarcheshmeh en Irán. La Figura 25 ilustra la curva de distribución del tamaño de grano de los jales de Sarcheshmeh comparados con los de algunas otras minas de cobre. En base al tamaño de molienda de los minerales extraídos, en general, los jales son relativamente gruesos, con aproximadamente 45% de finos.

Bussière (2004), realizó pruebas en nueve muestras de jales canadienses de roca dura, las muestras fueron tomadas de la planta de concentración. La Figura 26 muestra las distribuciones de tamaño de grano de las muestras, para estos jales, D₁₀ varía entre 0.001 y 0.004 mm, mientras que el D₆₀ varía entre 0.01 y 0.05 mm. El coeficiente de uniformidad (C_u) correspondiente varía entre 8 y 18. Los porcentajes de finos están entre 5 y 14%, y 70 y 97%, respectivamente. Las curvas mostradas son bastante similares a la de diferentes autores (Vick, 1990, Wills, 1997; Aubertin et al., 2002; Benzaazoua et al., 2003). Estos jales se clasifican (de acuerdo con el SUCS) antes de la deposición como limos arenosos de baja plasticidad (ML).

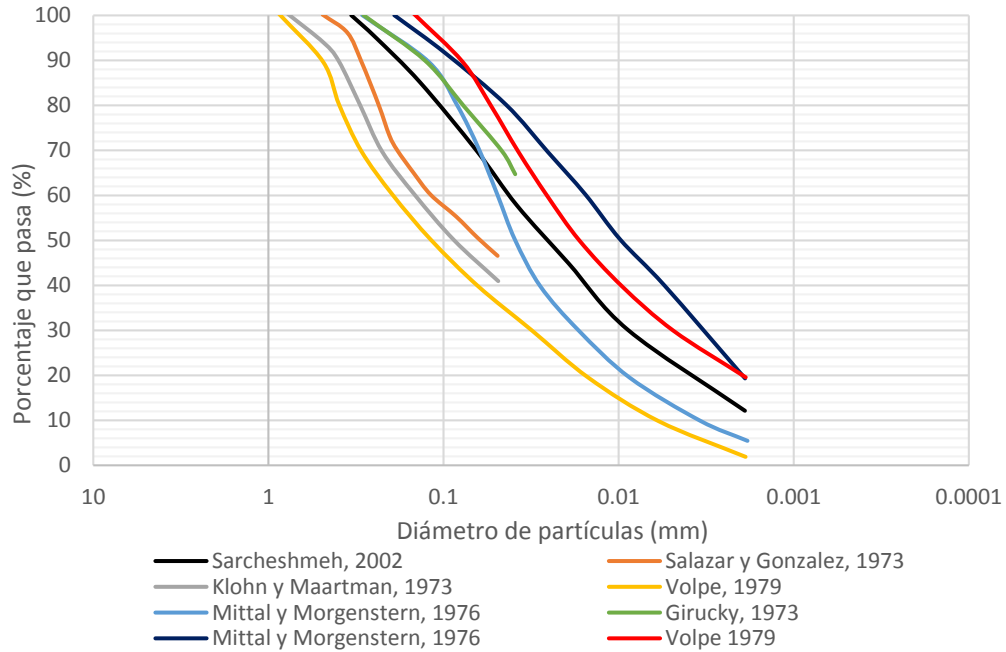


Figura 25. Comparación de la distribución de tamaño de grano para diferentes jales (modificado de Shamsai et al, 2007).

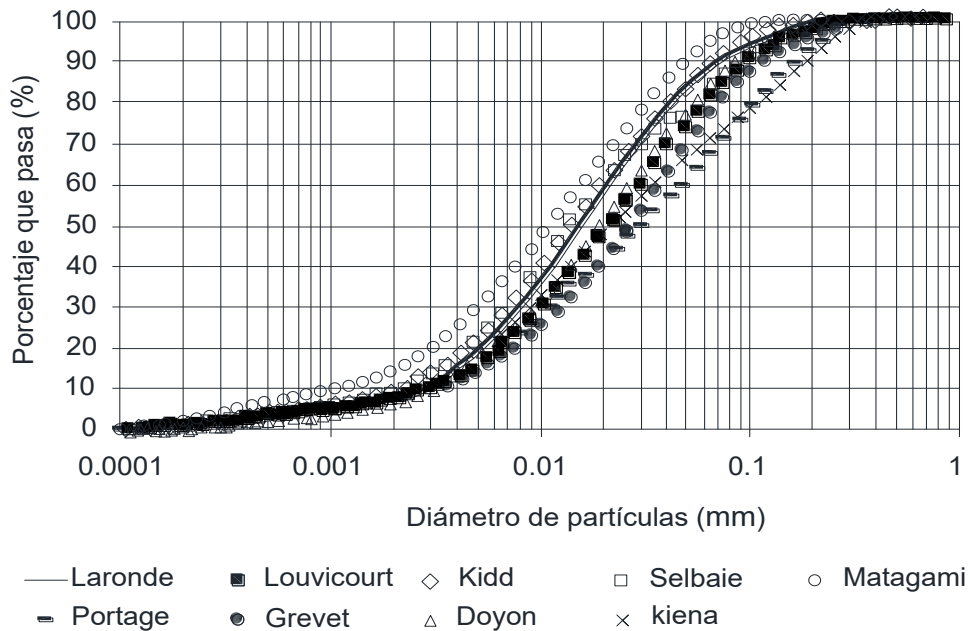


Figura 26. Distribución granulométrica de muestras de jal de las minas canadienses de roca dura antes de la deposición en la presa de jales (modificado de Bussiére, 2004).

III.3 Densidad relativa

Es una de las propiedades con mayor influencia en el comportamiento mecánico la cual depende directamente del origen mineralógico. Para muchos residuos, esta propiedad tiene valores en el rango de 2.65 a 2.75, pero puede ser tan alta como 3.5, donde se hacen presentes los minerales pesados (YosefiSamangany, 2013). En la Tabla 5 se presenta un compendio de valores de la densidad de sólidos obtenido de investigaciones realizadas por diferentes autores.

Tabla 5. Densidad relativa de sólidos para diferentes tipos de jal.

Tipo de Jal	Gs	Referencia
Carbón	1.94	Qui y Segó, (2001)
Cobre (Arena)	2.6-2.8	Volpe, (1979)
Cobre (Limo)	2.6-2.8	Volpe, (1979)
Cobre	2.75	Qui y Segó, (2001)
Oro	2.6-2.9	Vick, (1990)
Oro	3.17	Qui y Segó, (2001)
Sulfuro	2.9-4.5	Mabes <i>et al.</i> , (1977)
Uranio	2.81	Matyas, (1984)

III.4 Relación de vacíos

Es el parámetro que rige la consolidación de los jales, la compresibilidad, la permeabilidad y el movimiento de partículas dentro del embalse (Bardet, 1997; Das, 2007; Vick, 1990). La relación de vacío en el lugar varía de aproximadamente 0.6 a 0.9 para la mayoría de las arenas de jal y de 0.7 a 1.3 para limos de jal que tienen plasticidad de baja a moderada (Vick, 1990). Los valores típicos de la relación de vacíos para diferentes tipos de jales se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6. Relación de vacíos para diferentes tipos de jal.

Tipo de Jal	e	Referencia
Arena	0.6-0.9	Vermeulen, (2001); Vick (1990)
Arena limosa	0.84-1.64	Acevedo, (2017)
Carbón	0.6-1.0	Saad, (2008)
Cobre (Arena)	0.6-0.8	Volpe, (1979)
Cobre (Limo)	0.9-1.4	Volpe, (1979)
Limo de baja plasticidad	0.7-1.3	Vermeulen, (2001); Vick (1990)
Oro	1.1-1.2	Saad, (2008)

La deposición hidráulica afecta las propiedades de los relaves, de modo que los parámetros cambian con la distancia de descarga, el material cercano al punto de descarga posee una relación de vacíos que varía entre 0.6 y 1.0 a diferencia de los puntos más alejados, donde la relación de vacíos varía entre 1.0 y 1.6 o más (Jantzer *et al.*, 2008; Espinoza, 2005). Los jales generalmente muestran un estado suelto (Blight, 2010).

III.5 Grado de saturación

El grado de saturación es una de las propiedades más significativas utilizadas para determinar las propiedades índice y la consistencia de los jales (Vick, 1983; Saad y Mitri, 2011).

Ávila (2011) concluyó que el grado de saturación de los jales determina la resistencia al corte y brinda información sobre el potencial de licuación debido a las cargas aplicadas. La conductividad hidráulica tiene una dependencia importante en el grado de saturación (YosefiSamangany, 2013).

III.6 Porosidad

Fetter (2001) define la porosidad como la medida del espacio vacío en la masa del suelo. Según Vick (1990) los jales generalmente tienen un 40% de porosidad después de la deposición. Saad (2008) concluyó que la porosidad disminuye a medida que aumenta el tamaño de partículas de jal debido a la formación de agregados de la porción más fina que muestran una mayor resistencia a la compactación.

III.7 Límites de consistencia

Los límites de Atterberg son una medida importante de la consistencia y el grado de cohesión y adhesión de los suelos de grano fino utilizados a menudo para la clasificación y caracterización adicional de jales (Selvadurai, 2006; Das, 2007; Bardet, 1997; Saad, 2008).

Vermeulen (2001), presentó los valores típicos de los límites de Atterberg para los jales de oro, el límite líquido varía entre 22 y 43%; el límite plástico se encuentra en un rango de 22 y 35% y el índice de plasticidad se encuentra entre 0 a 8%. Vick (1990), clasificó los jales de oro como limo no plástico sin cohesión (ML).

De acuerdo con Shamsai, *et al.* (2007) generalmente los jales granulométricamente están conformados por dos fracciones: una más finas y otra más gruesa que 0.074 mm (malla No. 200); la fracción fina se llama 'limo de jal' y la fracción gruesa 'arena de jal'. Los jales gruesos usualmente son no plásticos; sin embargo, los jales finos pueden exhibir poca plasticidad. Las propiedades plásticas de los jales estudiados fueron determinadas y comparadas con las de diferentes investigadores, como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Límites de consistencia para jales (modificado de Shamsai *et al.*, 2007).

Localización	Límite Líquido %	Índice Plástico %	Referencia
Oeste U.S	40	13	Volpe, (1979)
British Columbia	0-30	0-11	Mittal y Morgenstern, (1976)
Sarcheshmeh, Iran	26-39	4-12	Shamsai, <i>et al.</i> , (2007)

Acevedo (2017) realizó estudios a un residuo minero procedente de la Unidad Minera el Rosario, En el Municipio de Topia, Durango. El material fue clasificado de acuerdo con el SUCS como SM- arena limosa, el límite líquido se determinó mediante el método de conos penetrantes, utilizando el cono sueco, obtuvo un límite líquido correspondiente al 30.5% (Figura 27).

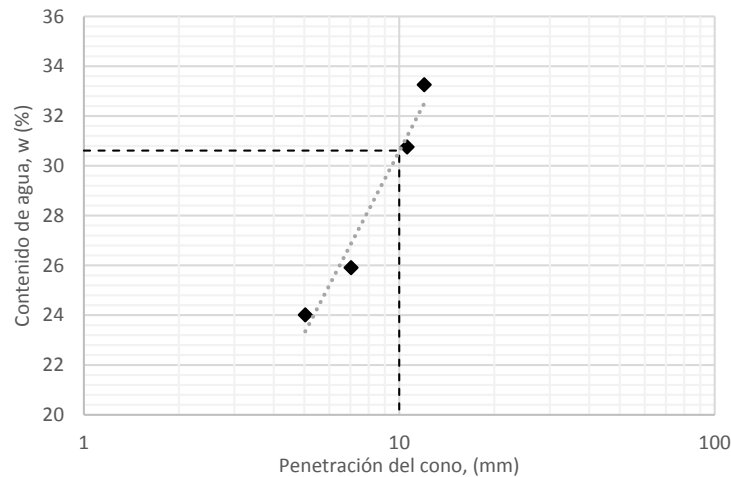


Figura 27. Curva de fluidez para determinar el límite líquido por el método de cono sueco (modificado de Acevedo, 2017)

Qiu y Sego (2000) llevaron a cabo una serie de pruebas de laboratorio para estudiar las propiedades físicas básicas de los jales. De acuerdo con el SUCS y los resultados obtenidos de las pruebas, los jales de cobre son suelos arenosos y están clasificados como SM, los jales de oro son limosos y están clasificados como ML, y los jales de carbón son limos arcillosos y están clasificados como CL.

James *et al.*, (2002) con base en las observaciones de campo y los resultados de las pruebas de laboratorio, se encontró que los jales son no plásticos. Los jales se clasifican como limo arenoso no plástico (ML); esta clasificación es típica de jales de roca dura (Bussièrre, 2007).

III.8 Compacidad relativa

Vick (1990) definió la compacidad relativa como la relación entre la densidad *in situ* con respecto al estado más denso que los jales pueden alcanzar en pruebas de laboratorio y se puede calcular usando la ecuación:

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (III. 1)$$

donde $e_{m\acute{a}x}$ es la relación de vacíos en su estado más suelto, $e_{m\acute{i}n}$ es la relación de vacíos en el estado más denso, y e es la relación de vacíos inicial de los jales después de la deposición (Vick, 1990).

Pettibone y Kealy (1971) obtuvieron resultados de nueve muestras de jal, los jales de arena tienen una $e_{m\acute{a}x}$ que varía de 0.99 a 1.32 y una $e_{m\acute{i}n}$ que varía de 0.51 a 0.67. Los rangos $e_{m\acute{a}x}$ y $e_{m\acute{i}n}$ de jales de arena reportados por Mittal y Morgenstern (1975) fueron 0.72 a 1.23 y 0.51 a 0.68, respectivamente.

La compacidad relativa promedio de muchos jales de arena de playa se encuentran en un rango de 30 a 50% (Vick, 1990). Un valor bajo en la compacidad relativa en los jales de arena puede causar un mayor riesgo de licuación (Vick, 1990).

III.9 Densidad seca y contenido de agua óptimo

La densidad seca es un parámetro importante que se rige por el contenido de arcilla y depende de la relación de vacíos y la densidad relativa de los jales depositados (Saad, 2008). Debido a las variaciones de estos factores, la densidad seca (γ_d) dentro de un embalse cambia y, por lo tanto, muestra una amplia gama de valores (Vick, 1990).

Bjelkevik y Knutsson (2005) obtuvieron valores de γ_d para jales ferrosos el cual es de 1.8 t/m³ en comparación con 1.6 t/m³ para jales no ferrosos.

Volpe (1979) presentó valores típicos de γ_d para jales de cobre, la densidad seca para arenas de cobre y limo de cobre son de 1490 a 1750 kg/m³ y 1120 a 1440 kg/m³, respectivamente.

Pocos resultados de las pruebas de compactación se pueden encontrar en la literatura sobre jales de rocas duras (Mittal y Morgenstern, 1975; Volpe, 1979; Che *et al.*, 1988; Bussièrre, 1993; Golder Associates, 1996; Aubertin *et al.*, 1999) debido principalmente al hecho de que los jales rara vez se compactan cuando se usan como materiales de construcción. El contenido de agua óptimo ($w_{\acute{o}pt}$) para las pruebas Proctor (estándar, ASTM D698 y modificada, ASTM D1557) está entre 10 y 20% con un γ_d entre 14.6 y 20.1 kN/m³, estos valores son válidos para un G_s entre 2.65 y 3.03 (Shamsai *et al.*, 2007).

III.10 Compresibilidad

Los jales son más compresibles en comparación con los suelos naturales de granos equivalentes, debido a sus características de nivelación, estado de depósito suelto y alta angulosidad (Vick, 1990). Según muchos autores, los jales generalmente se consideran como en estado normalmente consolidado, raramente se han encontrado casos de estado de sobreconsolidación (Ferrer, 2011). El módulo de compresibilidad volumétrica (m_v) se define como el cambio de volumen por unidad de aumento en el esfuerzo efectivo y se describe de la siguiente manera (Craig, 2004):

$$m_v = \frac{1}{1 - e_0} \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) \quad (III. 2)$$

Donde, los subíndices 0 y 1 representan un punto arbitrario en la línea de curva de consolidación. El índice de compresión (C_c) es la pendiente de la porción lineal de la línea de consolidación normal en la gráfica de la relación de vacíos versus el logaritmo de la tensión efectiva vertical. Está escrito (Craig, 2004) como:

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log(\sigma'_1 - \sigma'_0)} \quad (III. 3)$$

Donde, σ' es el esfuerzo efectivo y los subíndices 0 y 1 representan puntos arbitrarios en la curva de consolidación.

La compresibilidad de los suelos se puede medir con el coeficiente de consolidación (Craig, 2004), que se define como la rapidez con la que se disipa la presión de poro, una vez se aplica un incremento de carga y está dada por la siguiente ecuación:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (III. 4)$$

Los jales generalmente poseen un coeficiente de consolidación en el rango de 0.05 a 0.10 para los jales de arena y de 0.2 a 0.30 para los limos de baja plasticidad (Vick, 1990).

La Tabla 8 presenta los parámetros de consolidación típicos para jales recopilados por Bussièrè (2004), tanto para muestras inalteradas como remoldeadas. Los resultados muestran que los valores de C_c generalmente varían entre 0.05 y 0.3, dependiendo del tipo de jal y el tipo de muestra. Los valores de C_c más altos se observan generalmente para muestras con una relación de vacíos inicial más alta. El parámetro C_{cr} generalmente varía entre 0.003 y 0.03. Los resultados de esta tabla indican que la consolidación primaria de los jales más gruesos ocurre más rápidamente que para los jales finos, debido a su mayor conductividad hidráulica; los valores de c_v generalmente varían entre 10^2 y 10^{-1} cm^2/s para jales gruesos (SP) y entre 10^{-1} y 10^{-3} cm^2/s para jales finos (SM y ML).

Es importante mencionar que, en algunos embalses de jales, debido al método de deposición, la consolidación no puede ser representada por la teoría de Terzaghi debido a los grandes desplazamientos que ocurren en la masa de jales. Por ejemplo, la rigidez del suelo y k_{sat} no pueden considerarse como una constante sino como una función de la relación de vacíos (Bussièrè, 2004).

III.11 Coeficiente de permeabilidad

Una de las propiedades más importantes para establecer una base de diseño seguro y económico para un depósito de jales es la conductividad hidráulica saturada k_{SAT} , el cual tiene influencia en el comportamiento de consolidación del material, las condiciones de flujo de agua en los residuos y a través del dique, y la migración de agua y contaminantes al agua subterránea (Bussièrè, 2004).

La permeabilidad es difícil de generalizar, en promedio varía entre cinco y más ordenes de magnitud, desde 10^{-2} cm/s para arenas gruesas limpias hasta 10^{-7} cm/s para lodos consolidados (Vick, 1990). Existen aspectos importantes que requieren consideración como la influencia de la relación de vacíos, granulometría, plasticidad, el contenido de finos, método de deposición y la profundidad del depósito (Mittal, 1975 y Vick, 1990). Desde un punto de vista geotécnico, se considera que los jales tienen una conductividad hidráulica de baja a muy baja (Lambe y Whitman, 1979).

La influencia de la relación de vacíos en la permeabilidad de jales ha sido estudiada ampliamente en el laboratorio. Fell (2005), Vick (1983) y Acevedo (2017), concluyeron que la permeabilidad de los jales disminuye al disminuir la relación de vacíos debido a la mayor compresibilidad de los materiales de grano fino presentes.

Tabla 8. Resultados típicos de pruebas de consolidación para muestras inalteradas y remoldeadas de jal (modificado de Bussi re, 2004).

e_0	C_c	C_{cr}	c_v (cm^2/s)	Clasificación (SUCS)	Referencia
<i>Muestras inalteradas</i>					
0.62	0.13	0.02	-	SM	Mabes <i>et al.</i> , 1977
0.69	0.08	0.01	-	ML	
0.6-1.6	0.06-0.15	-	$1.3 \times 10^{-2} - 6.3 \times 10^{-3}$	ML	Blight y Steffen, 1979
-	0.28	-	1.5×10^{-1}	ML	Volpe, 1979
-	0.09	-	3.7×10^{-1}	SP	
1.25-2.0	0.17-0.47	-	-	ML	Matyas <i>et al.</i> , 2005
0.95-1.68	0.08-0.28	0.005-0.07	-	ML	L'Ecuyer <i>et al.</i> , 1992
<i>Muestras remoldeadas</i>					
1.06-1.08	0.06-0.13	-	-	SP-SW	Mittal y Morgentern, 1976
0.95	0.13	-	$1.1 \times 10^{-1} - 5 \times 10^{-2}$	SM	Mittal y Morgentern, 1976
1.1-1.5	0.1-0.25	-	$1 \times 10^{-1} - 1 \times 10^{-3}$	ML	
1.22	0.30	0.032	-	ML	Mabes <i>et al.</i> , 1977
0.70-0.085	0.06-0.13	-	1×10^{-2}	SP	Nelson <i>et al.</i> , 1977
0.75	0.05	-	-	ML	Matyas <i>et al.</i> , 2005
1.38-1.5	0.2-0.22	-	-	SP	
-	0.54	0.056	6.2×10^{-3}	ML	Chen <i>et al.</i> , 1996
-	0.12	0.011	1.1×10^{-2}	SM	
0.56-0.80	0.05-0.13	0.003-0.01	2.8×10^{-3}	ML	Aubertin <i>et al.</i> , 1996
0.5-1.60	0.056-0.094	-	$7.1 \times 10^{-3} - 3.3 \times 10^{-2}$	SM	Qui y Segoy, 2001
0.5-1.60	0.083-0.156	-	$4.31 \times 10^{-3} - 2.6 \times 10^{-2}$	ML	

Acevedo (2017) para evaluar el coeficiente de permeabilidad de los jales en condiciones saturada utilizó un permeámetro de carga constante con pared flexible. En la Figura 28 se presentan los resultados obtenidos, las muestras ensayadas tienen un rango de relación de vacíos de entre 0.77 a 1.07 en muestras con porcentaje de finos igual a 15% y de 0.55 a 0.72 en la muestra de 35% de finos. El coeficiente de permeabilidad en las muestras con un bajo contenido de finos varía en dos órdenes de magnitud (10^{-3} a 10^{-5} cm/s), en el caso de la muestra con el porcentaje de finos más alto se obtuvieron permeabilidades más bajas (10^{-5} a 10^{-6} cm/s).

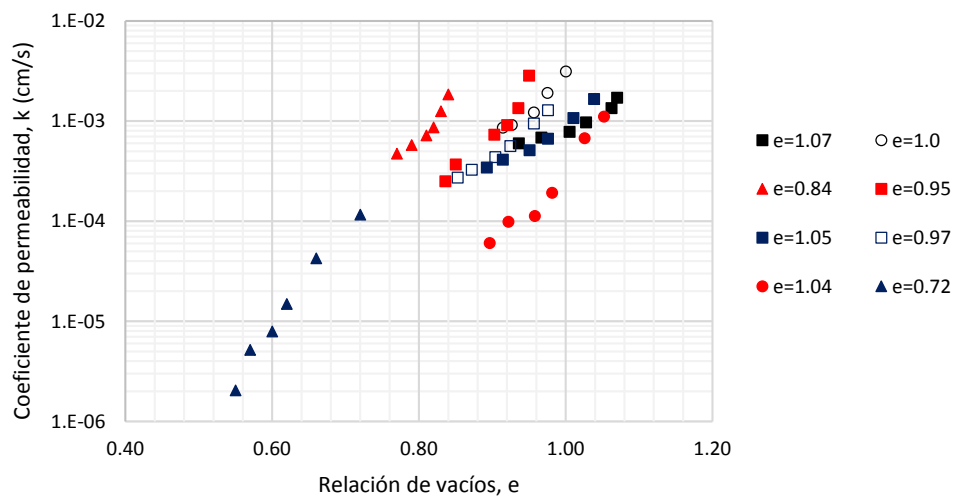


Figura 28. Influencia de la relación de vacíos en el coeficiente de permeabilidad solidos (modificado de Acevedo, 2017).

Orozco (2010) plantea que un jal puede tener valores de compacidad del 50% o mayores, según su acomodo. Acevedo (2017) realizó el análisis de la variación de la permeabilidad para las diferentes condiciones de compacidad, los resultados que obtuvo se presentan en la Figura 29.

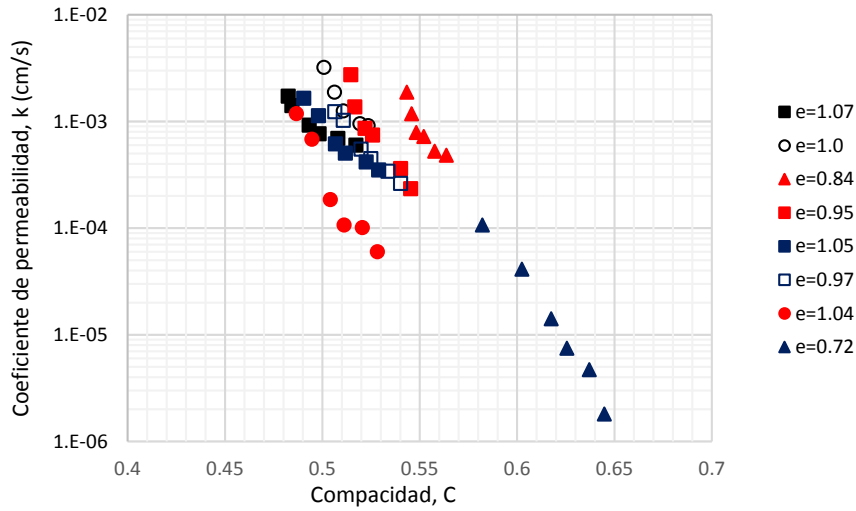


Figura 29. Variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la concentración de sólidos (modificado de Acevedo, 2017).

Bates y Wayment (1967) realizaron trabajos en el Centro de Investigación Minera de Spokane, Oficina de Minas de los Estados Unidos. Indicaron que el coeficiente de permeabilidad de un jal puede estimarse si se conoce la densidad, el peso específico y la distribución del tamaño de grano. La ecuación de regresión es la siguiente:

$$k = [\exp(x_1 + x_2 \ln(eD_{10}) + x_3 \ln(e) \ln(C_U) + x_4 \ln(eC_U) + x_5 \ln(D_{10}D_{50}))] \quad (III. 5)$$

Este trabajo se basó en un análisis de regresión de mínimos cuadrados de 135 pruebas de permeabilidad en jales, para relaciones de vacíos entre 0.52 y 1.08, valores de D_{10} entre 0.003 y 0.105 mm, valores de D_{60} entre 0.060 y 0.24 mm, y valores de C_U entre 2 y 22. Los autores presentaron la Figura 30 en apoyo de la precisión de su ecuación de regresión anterior. Se puede observar que la permeabilidad varía entre 1 y 10 in/h (0.04 a 0.42 cm/s).

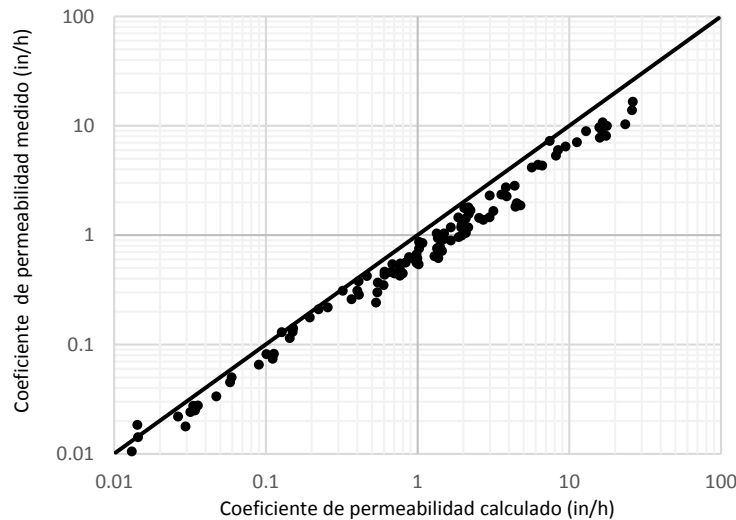


Figura 30. Coeficiente de permeabilidad calculado versus medido (modificado de Bates y Wayment, 1967).

Aubertin *et al.*, (1996) presentaron los resultados obtenidos de pruebas de permeabilidad realizadas en un permeámetro de carga constante de pared rígida a cuatro jales homogeneizados de las minas de roca dura. Estos resultados se comparan con los obtenidos utilizando las ecuaciones de Hazen, Kozeny-Carman y la de Bates-Wayment. Los resultados de las pruebas se presentan en la Figura 31, la ecuación Bates-Wayment subestima sistemáticamente el valor k , pero parece representar bastante bien la tendencia general de la relación k - e .

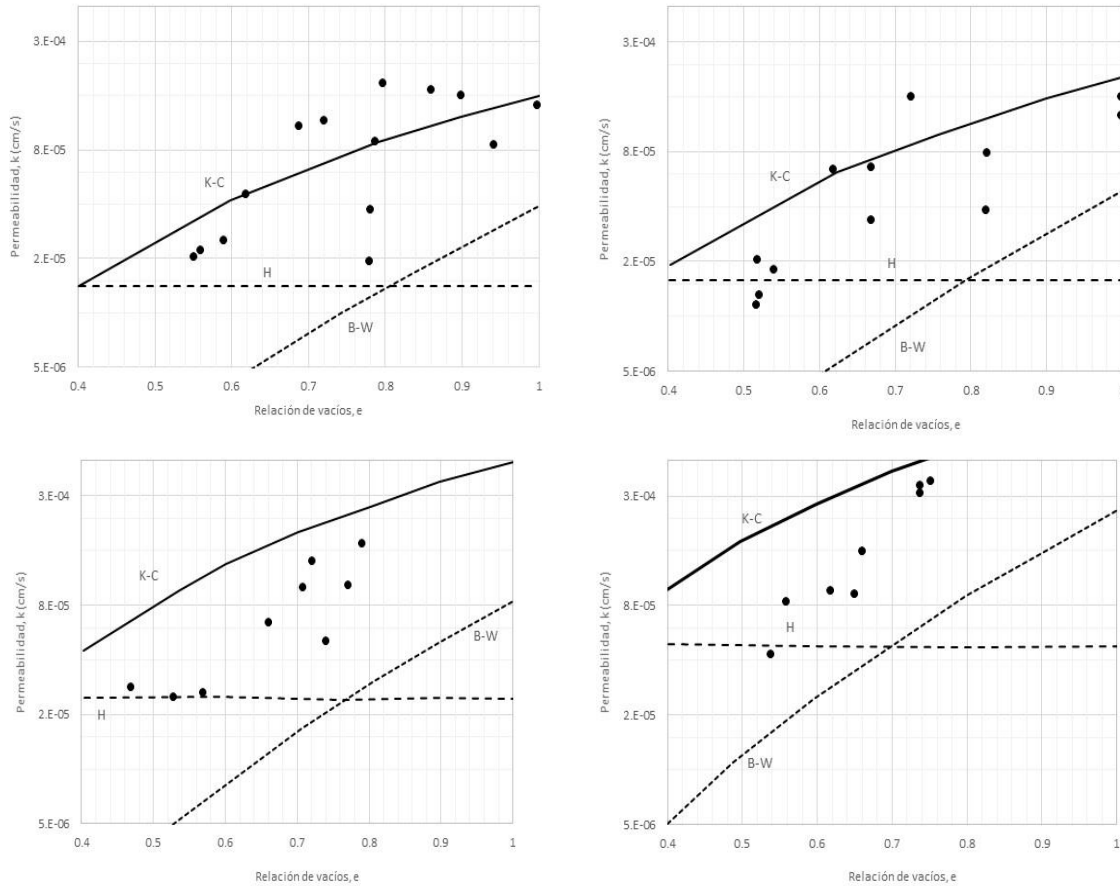


Figura 31. Resultados de pruebas de permeabilidad y valores de k calculados con las ecuaciones de Hazen (H), Kozeny-Carman (K-C) y Bates-Wayment (B-W); los círculos son los resultados experimentales (modificado de Aubertin *et al.*, 1996).

La ecuación de Hazen se expresa independientemente de la relación de vacíos, da un límite inferior del valor k . La ecuación de Kozeny-Carman suele ser la mejor de las tres ecuaciones anteriores, y ofrece un rendimiento relativamente bueno para los resultados experimentales al menos para dos de los cuatro relaves. Como se puede ver, los valores de k se encuentran entre 10^{-4} y 10^{-6} cm/s, que es el rango habitual para los jales homogeneizados (Pettibone y Kealy, 1971; Mittal y Morgenstem, 1976; Mabas *et al.*, 1977; Volpe, 1979; Matyas *et al.*, 1984; Nowatzki y Robertson, 1988; Schiffman *et al.*, 1988; Haile y Kerr, 1989; Kamon y Katsumi, 1994).

Aunque la ecuación Kozeny-Carman es bastante útil, sus capacidades predictivas pueden mejorarse implementando modificaciones simples. Los autores muestran una versión modificada de esta ecuación, en la que se incluyen explícitamente un factor de tortuosidad y una función de distribución de tamaño de grano, puede representar los datos muy bien:

$$k = C \left(\frac{\gamma_w}{\mu_w} \right) (D_{10}^2 C_u^{1/3}) \left(\frac{e^{3+x}}{1+e} \right) \quad (III. 6)$$

donde C es una constante igual a 0.1, γ_w es el peso unitario del agua (9.81 kN/m^3), μ_w es la viscosidad dinámica del agua ($1 \times 10^{-3} \text{ Pa}$), e es la relación de vacío, x es un parámetro igual a 2.0 para suelos de baja plasticidad, C_u es el coeficiente de uniformidad del suelo, y D_{10} es el tamaño del tamiz (cm) correspondiente al 10% del suelo que pasa por peso. Se obtuvo un valor de k_{SAT} de $4.5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ con la ecuación (III. 6) usando una graduación promedio y una relación de vacíos de 0.63.

Para evaluar la ecuación se compara con los resultados tomados de la literatura, como se puede observar en la Figura 32. Se puede afirmar que la ecuación se puede usar para estimar el valor k de jales.

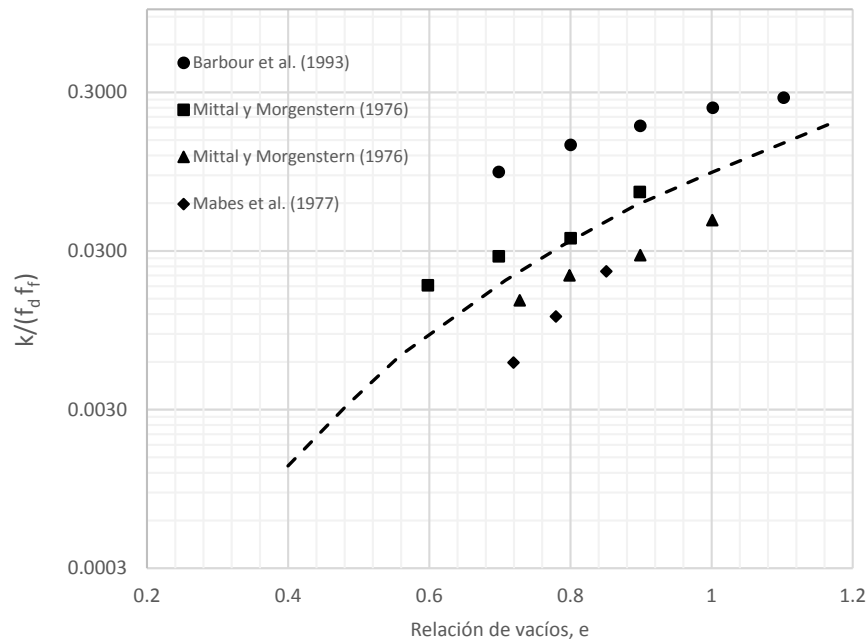


Figura 32. Valores de k medidos y calculados con la ecuación modificada Kozeny-Carman (modificado de Aubertin et al., 1996).

Los resultados del estudio para jales de diferentes minas suecas realizado por Bjelkevik y Knutsson (2005), se muestran en la Tabla 9. La conductividad hidráulica vertical k_v se midió en muestras inalteradas y fueron comparados con las relaciones empíricas de Hazen, Kozeny-Carman y Aubertin et al., (1996). Los valores medidos y calculados se han comparado entre sí mediante el cálculo de una relación. Los resultados varían significativamente, por lo que el cálculo de un valor real por relaciones empíricas no parece adecuado.

Tabla 9. Conductividad hidráulica para jales suecos (modificado de Bjelkevik y Knutsson, 2005).

Sitio	Medido	Calculado	Relación	Calculado	Relación	Calculado	Relación
	Jantzer et al.	Hazen	Medido / Calculado	Kozeny- Carman	Medido / Calculado	Aubertin et al.	Medido / Calculado
	10 ⁻⁶ (m/s)	10 ⁻⁶ (m/s)	(%)	10 ⁻⁶ (m/s)	(%)	10 ⁻⁶ (m/s)	(%)
Kiruna	14.70	36.00	40.83	12.20	120.49	64.34	22.85
Svappavara	6.80	49.00	13.88	51.56	13.19	263.99	2.58
	5.67	39.96	14.19	23.99	23.63	124.62	4.55
Malmberget	16.30	56.25	28.98	19.25	84.68	92.12	17.69
	18.70	39.69	47.12	18.08	103.43	93.35	20.03
Aitik	2.54	1.00	254.00	0.50	508.00	5.73	44.33
	1.41	2.56	55.08	1.58	89.24	14.91	9.46
	1.01	2.56	39.45	3.24	31.17	32.11	3.15
Boliden	2.56	1.44	177.78	1.67	153.29	18.58	13.78
	2.78	0.36	772.22	0.47	591.49	7.19	38.66
Garpenberg	2.68	1.21	221.49	0.79	339.24	8.81	30.42
	1.70	0.36	472.22	0.52	326.92	7.94	21.41
Zinkgruvan	5.41	4.00	135.25	2.92	185.27	25.22	21.45

Chapuis y Aubertin (2003) indicaron que los valores de k predichos con las ecuaciones Kozeny-Carman no coinciden con la permeabilidad medida de jales saturados, lo que puede explicarse por varios factores: las partículas finas de los jales son angulares, como resultado, el espacio vacío entre los sólidos no es similar al espacio vacío de un suelo natural. Además, los jales son propensos a varios fenómenos (Bussièrè, 1993), como la creación de nuevos finos durante la compactación (rotura de partículas) y las reacciones químicas durante las pruebas de permeabilidad. En consecuencia, el valor k predicho debe tener en cuenta estos fenómenos. La ecuación lineal de mejor ajuste para jales es:

$$\log k_{medido} = 1.5 \log k_{calculado} + 2 \quad (III. 7)$$

Los resultados obtenidos son los que se muestran en la Figura 33, como se puede observar los valores de k calculados están bastante cerca de los valores k medidos.

Shamsai et al., (2007) sometieron a consolidación muestras de jal con pesos volumétricos secos de 1.23, 1.32, 1.51 y 1.88 g/cm³ correspondientes a compacidades relativas de 66, 72, 82 y 102%, respectivamente, el coeficiente de permeabilidad se estimó con la siguiente ecuación:

$$k_{SAT} = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (III. 8)$$

El valor de m_v se mantuvo constante en el cálculo del coeficiente de permeabilidad, la variación de k con el esfuerzo total se representa en la Figura 34. Como se muestra k tiene una tendencia decreciente con respecto al esfuerzo total, pero esta tendencia se vuelve más suave para esfuerzos mayores a 3.0 kg/cm².

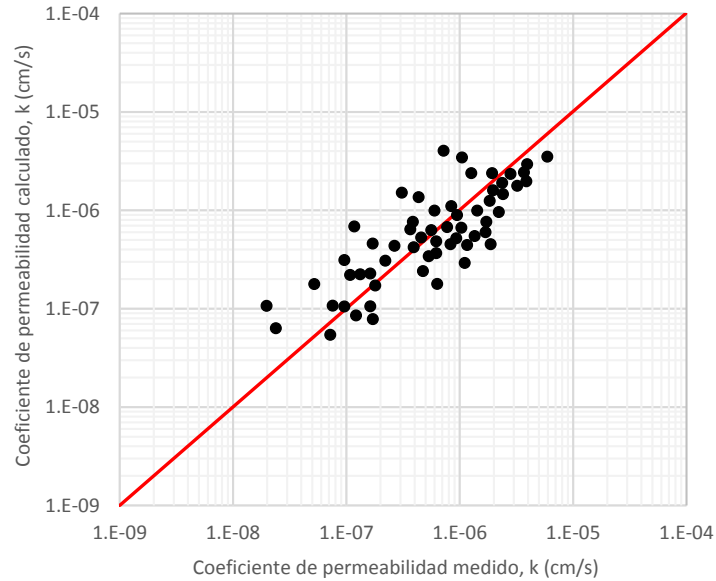


Figura 33. Valores de k calculados versus medidos para jales mineros (modificado de Chapuis y Aubertin, 2003).

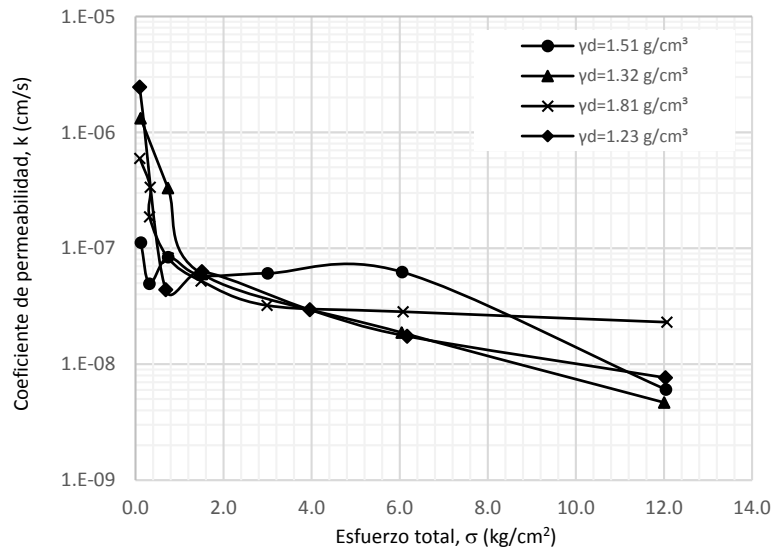


Figura 34. Coeficiente de permeabilidad contra el esfuerzo total de jales ensayados en consolidómetro (modificado de Shamsai et al., 2007).

En la mayoría de las ecuaciones mencionadas anteriormente, el valor de k depende de dos factores principales: tamaño de grano y relación de vacíos. Shamsai et al. (2007) propusieron que se tomara en cuenta el porcentaje de finos (P_{200}) como parámetro para reemplazar el tamaño de grano, ya que éste determina si el suelo es cohesivo o no cohesivo. Se seleccionaron nueve muestras de jales de una mina de cobre con diferentes contenidos de finos (55, 60, 65, 70, 75, 80, 85, 90 y 95%) y determinaron el valor de k indirectamente a través de los resultados de la prueba de consolidación (Figura 35).

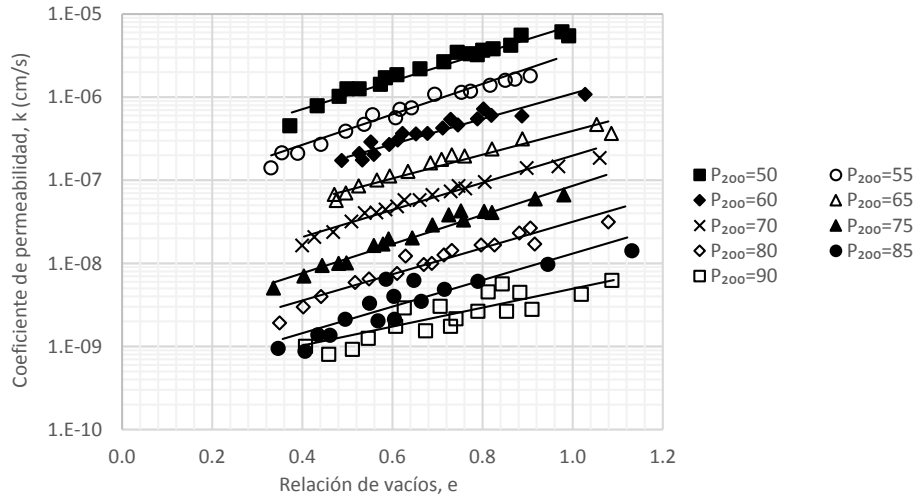


Figura 35. Resultados experimentales de la conductividad hidráulica en jales con diferentes porcentajes de finos (modificado de Shamsai et al., 2007).

De los resultados obtenidos se establece la correlación empírica entre el valor k, la relación de vacíos y el porcentaje de finos de la siguiente manera:

$$k = 0.09 \times 10^{-0.08 P_{200}} \left(\frac{e^{2.8}}{1 + e} \right) \tag{III. 9}$$

A pesar de la simplicidad de esta ecuación, está limitada porcentajes de finos por encima de 50%. Sin embargo, se puede aplicar a una amplia gama de relación de vacíos entre 0.3 y 1.1. En la Figura 36 se muestran los resultados obtenidos mediante la prueba de consolidación y los calculados con la fórmula propuesta por Shamsai et al. (2007) comparados con los resultados obtenidos con las ecuaciones de otros autores.

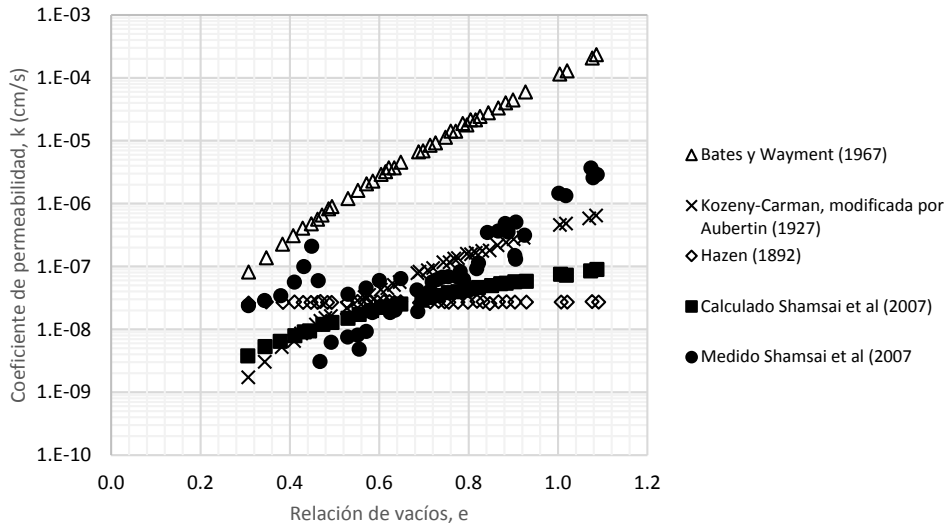


Figura 36. Validación de la fórmula propuesta por Shamsai et al., 2007 para el calculo del coeficiente de permeabilidad (modificado de Shamsai et al., 2007).

Mittal y Morgenstern (1975) con la finalidad de saber si la permeabilidad de un material se puede correlacionar con la cantidad de finos, compararon los resultados de su estudio con otros resultados disponibles en la literatura (Figura 37).

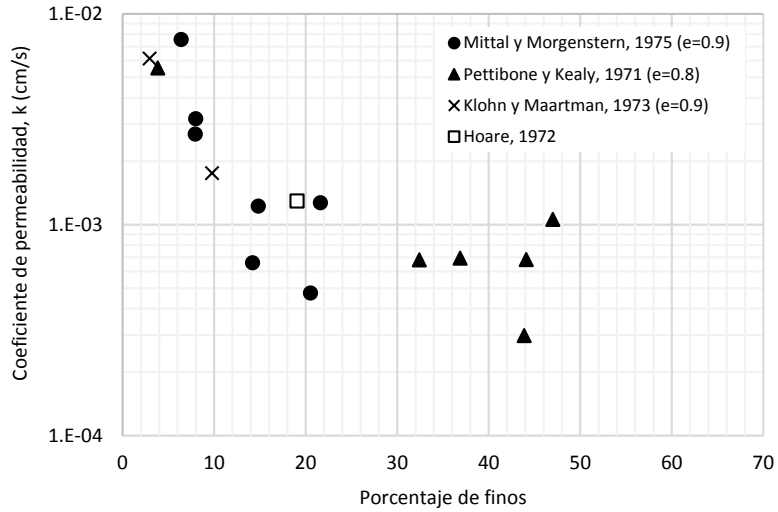


Figura 37. Permeabilidad versus porcentaje de finos (modificado Mittal y Morgenstern, 1975).

Una revisión de los resultados parece indicar que no hay una tendencia definida de ninguna correlación entre la permeabilidad y el porcentaje de finos presentes en el material. Los valores del coeficiente de permeabilidad anteriores, se grafican nuevamente en función de D_{10} (Figura 38), también se traza en la figura la línea recta que representa la correlación empírica de Hazen (1892). Los resultados indican una correspondencia cercana con la correlación empírica de Hazen.

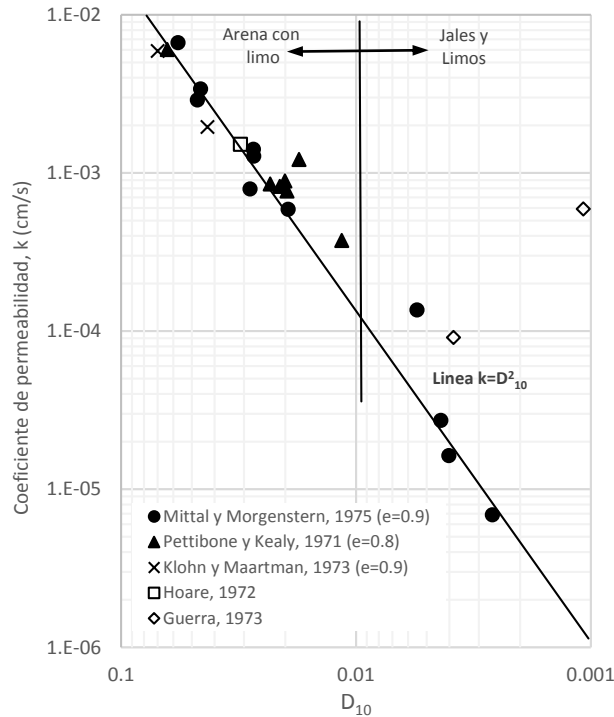


Figura 38. Permeabilidad versus D_{10} (modificado de Mittal y Morgenstern, 1975).

Valenzuela (2015) presentó resultados sobre jales de cobre saturados, procedentes de diferentes minas de Chile y Perú. En la Figura 39 podemos observar la influencia del contenido de finos en la permeabilidad, las diferencias más marcadas se observan en jales con contenidos de finos entre 30 y 40%, probablemente como resultado de un cambio en la estructura del suelo, ya que los finos

pueden ocupar los espacios entre las partículas más grandes, disminuyendo así el tamaño de los vacíos conforme disminuye el tamaño de los finos.

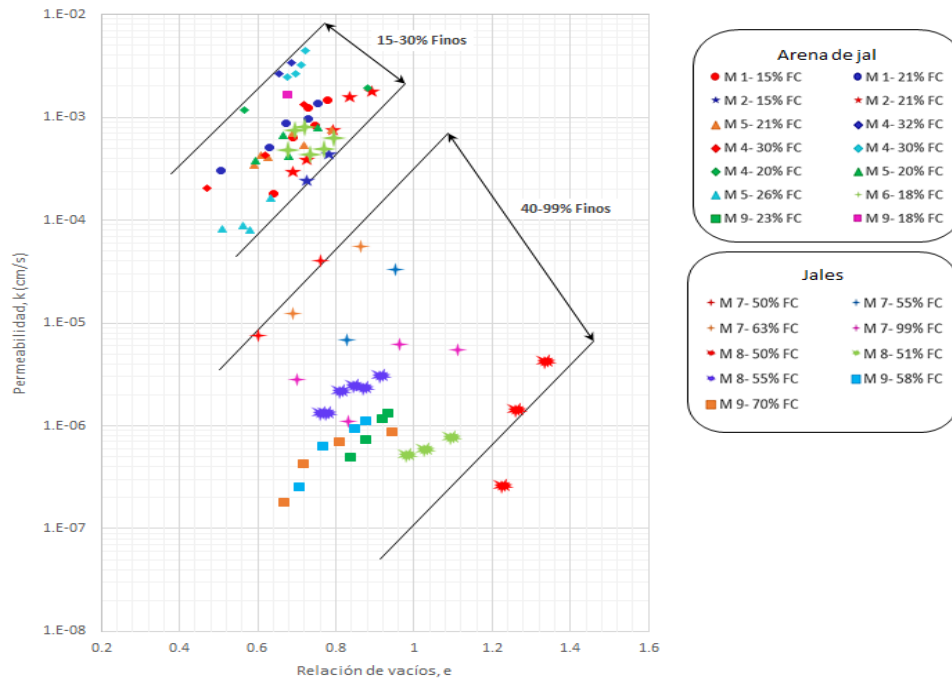


Figura 39. Permeabilidad en función a la relación de vacíos, para arenas de jal con diferentes contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).

Los efectos del muestreo, el alivio de esfuerzos y el historial de esfuerzos no se abordaron en las ecuaciones empíricas (Bjelkevick, 2005). Estos parámetros afectan la conductividad hidráulica, la Figura 40 muestra una relación típica $e - k$. Los valores de k dependerán del tipo de suelo y del historial de esfuerzos. El rango típico de k encontrado en la literatura es entre 1×10^{-3} a 1×10^{-8} cm/s. (Qiu y Segó, 2011; James et al., 2002).

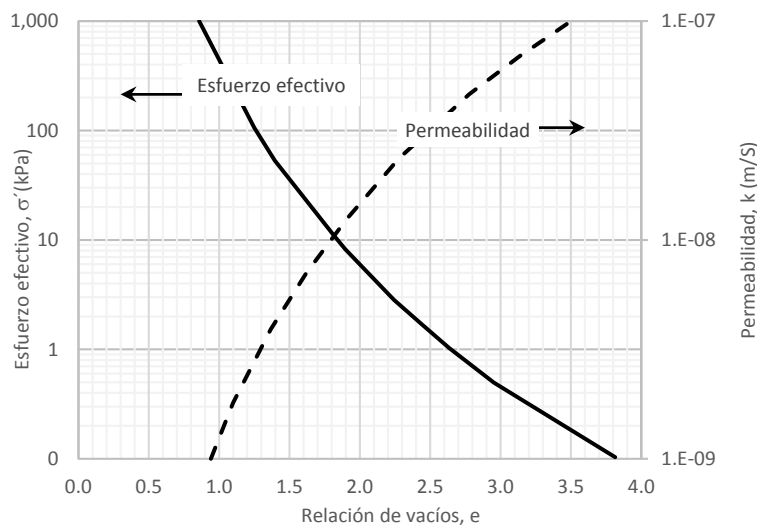


Figura 40. Permeabilidad, relación de vacíos y esfuerzo efectivo para jales de oro típicos (modificado de Fahey et al., 1996).

Valenzuela (2015) presentó resultados de la variación de la permeabilidad respecto al esfuerzo de confinamiento, observó que la permeabilidad disminuye a medida que el esfuerzo de confinamiento aumenta (Figura 41).

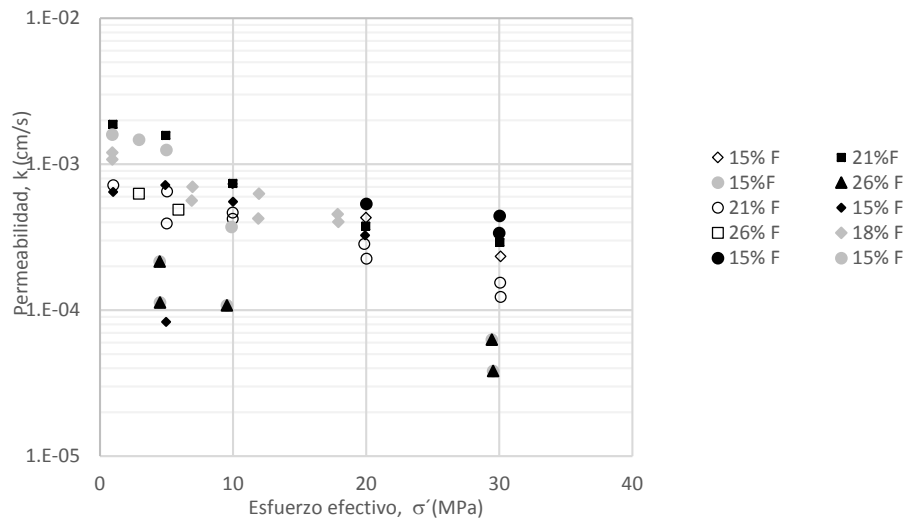


Figura 41. Permeabilidad en función de la presión de confinamiento, para diferentes arenas de jales con contenidos de finos diferentes (modificado de Valenzuela, 2015).

Cancela (1987), establece que el valor del coeficiente de permeabilidad es bastante difícil de medir y, en el caso de los residuos de mineros, su determinación se complica debido al proceso de sedimentación, consolidación y segregación. Empleó diferentes técnicas para la determinación de este parámetro; de manera directa realizó mediciones del coeficiente en un permeámetro de carga constante y de manera indirecta efectuó estimaciones a partir de las curvas de consolidación (obtenidas de ensayos edométricos convencionales y en celda Rowe) y aplicando la fórmula de Hazen.

La Tabla 10 presenta los resultados estimados a partir de las curvas de consolidación para diferentes esfuerzos efectivos, se observa que el coeficiente de permeabilidad, varía en un rango amplio, de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s para residuos arenosos y de 10^{-5} a 10^{-6} cm/s para residuos limo-arcillosos. Se comparó la validez de la ecuación de Hazen para la determinación de las permeabilidades de los residuos, tanto arenosos como arcillosos.

Tabla 10. Valores del Coeficiente de Permeabilidad, k , para las muestras procedentes del Sitio 2, en diferentes presiones verticales efectivas, estimadas a partir de las curvas de consolidación (modificado de Cancela, 1987).

Muestra	D ₁₀	Valores del coeficiente de permeabilidad, en función del esfuerzo efectivo inicial				Hazen
		$\sigma' = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma' = 3.0 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma' = 6.0 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma' = 12 \text{ kg/cm}^2$	
M-1	0.02	-	8.977×10^{-6}	2.33×10^{-5}	5.57×10^{-6}	4.00×10^{-4}
M-2	0.032	-	1.46×10^{-5}	3.85×10^{-5}	5.57×10^{-6}	1.00×10^{-3}
M-3	0.01	2.79×10^{-5}	5.67×10^{-5}	4.11×10^{-5}	5.57×10^{-6}	1.00×10^{-4}
M-4	0.021	4.04×10^{-4}	4.80×10^{-5}	6.30×10^{-5}	-	4.40×10^{-4}
M-5	0.01	9.25×10^{-5}	-	1.5×10^{-5}	6.10×10^{-6}	1.00×10^{-4}
M-6	0.002	-	2.69×10^{-5}	5.20×10^{-5}	3.62×10^{-6}	3.24×10^{-6}
M-7	0.003	9.84×10^{-5}	4.65×10^{-5}	2.60×10^{-5}	1.11×10^{-6}	9.0×10^{-6}
M-8	0.003	-	8.23×10^{-5}	2.25×10^{-5}	1.95×10^{-6}	7.84×10^{-6}

Carmi (2013), estudió la permeabilidad de jales utilizando agua de mar con el objetivo de verificar la influencia de ésta en el valor de k por efecto del contenido de sales del agua. Los ensayos se realizaron en un permeámetro de pared flexible a muestras de jales con dos diferentes contenidos de finos de 33 y 55%, utilizando agua de mar como fluido; los ensayos además se repitieron con agua potable para efectos de comparación. Se realizaron pruebas de consolidación de las que se obtuvieron los valores de permeabilidad de manera indirecta.

Para comparar los resultados de los ensayos se utilizaron la ecuación de Kozeny-Carman y la ecuación modificada por Aubertin et al. (1996). En la Figura 42 se presenta el gráfico comparativo para las muestras con contenido de finos del 33% y en la Figura 43 se presenta el gráfico comparativo para las muestras con contenido de finos del 55%.

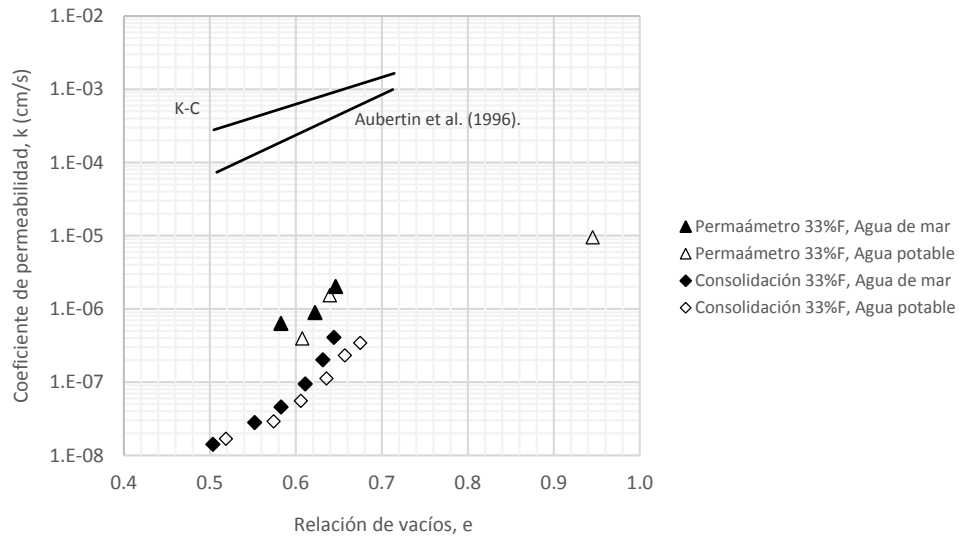


Figura 42. Comparación de los resultados obtenidos en ensayos con un 33% de finos contra los estimados por las ecuaciones empírica (modificado de Carmi, 2013)

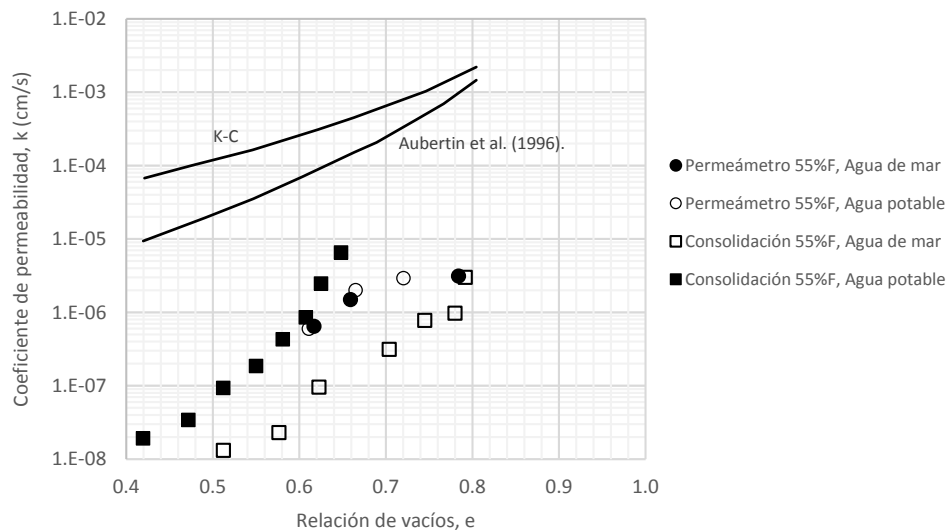


Figura 43. Comparación de los resultados obtenidos en ensayos con un 55% de finos contra los estimados por las ecuaciones empírica (modificado de Carmi, 2013).

Qui y Segó (2000) presentaron resultados de laboratorio sobre las propiedades ingenieriles de cuatro muestras de jales diferentes (cobre, oro, carbón y CT). Las pruebas se realizaron en una cámara

triaxial, la conductividad hidráulica se midió después de cada incremento de esfuerzo, aplicando una diferencia de carga constante a través de la muestra. Los resultados de su análisis fueron comparados con los resultados publicados para tipos similares de jales. La Tabla 11 muestra valores medidos de la conductividad hidráulica saturada para los diferentes jales ensayados. La Figura 44 muestra la relación de esfuerzos efectivos a los que fueron sometidas las muestras de jal.

Tabla 11. Resultados obtenidos por Qui y Segó (2000).

Tipo de jal	Finos %	σ' kPa	e	k cm/s
Cobre	31.3	0.5-100	1.14-0.48	9.8×10^{-5} a 4.5×10^{-5}
Oro	81.3	0.5-100	1.57-0.69	6.7×10^{-5} a 2.7×10^{-5}
Carbón	66.4	0.5-100	1.07-0.70	1.1×10^{-5} a 4.0×10^{-7}
CT	21.2	0.5-100	0.95-0.72	6.3×10^{-7} a 2.2×10^{-7}

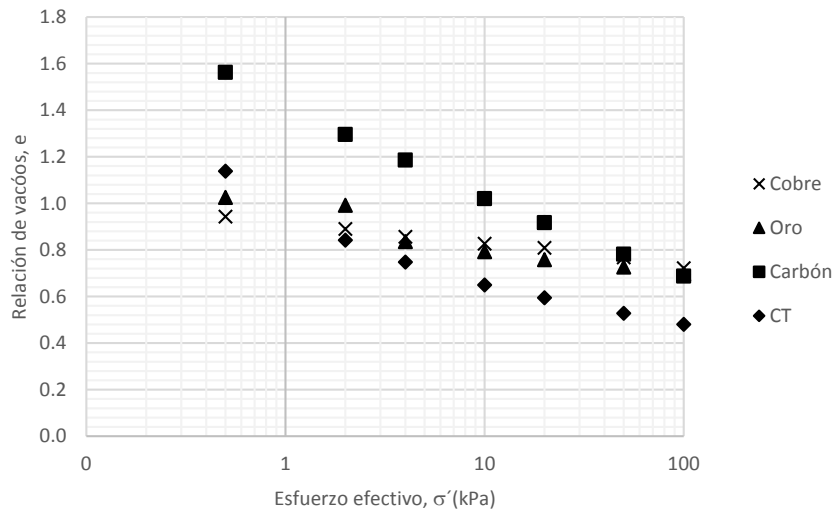


Figura 44. Esfuerzo efectivo versus relación de vacíos (modificado de Qui y Segó, 2000).

Los autores concluyeron la correlación entre la relación de vacíos y la conductividad hidráulica de los jales es casi lineal (Figura 45).

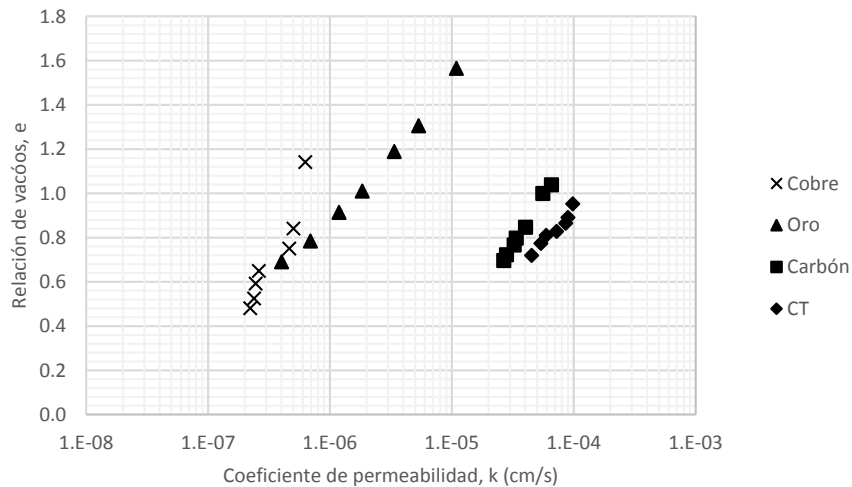


Figura 45. Coeficiente de permeabilidad versus relación de vacíos (modificado de Qui y Segó, 2000).

Hu *et al.* (2017) realizaron una serie de ensayos de laboratorio para examinar las características estáticas y cíclicas de los jales de hierro (grosso y fino) de la mina de Yuhezhai en China, y los jales de cobre grosso y fino de la mina de cobre de Bahuerachi en México. La Figura 46 muestra la correlación entre la relación de vacíos y la conductividad hidráulica de los jales finos ensayados; cuando ocurre una disminución en la relación de vacío la permeabilidad disminuye. Podemos observar en la figura que los jales de cobre presentan una conductividad hidráulica más alta que los jales de hierro fino, los resultados obtenidos fueron comparados con otros tipos de jales encontrados en la literatura.

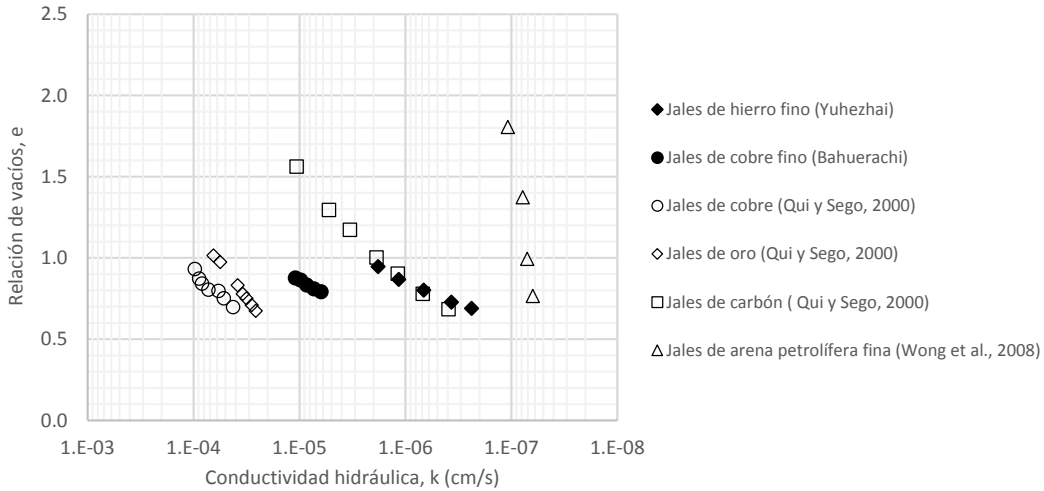


Figura 46. Conductividad hidráulica versus relación de vacíos de jales finos (modificado de Hu *et al.*, 2017).

Cada una de las muestras ensayada por Acevedo (2017) se reconsolidaron para los esfuerzos efectivos de 0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 2.0 y 2.8 kg/cm², para cada una de estas condiciones midió el coeficiente de permeabilidad variando la carga hidráulica incrementándola entre 10 y 20 cm de columna de agua. La Figura 47 muestra la variación que presenta la permeabilidad, se observa que en la medida que aumenta la carga hidráulica la permeabilidad decrece, variando el coeficiente de permeabilidad en menos de 1%. Esta reducción puede deberse a un cambio en la estructura de la muestra por el posible arrastre de finos generado reflejándose en una pequeña reducción del valor de k.

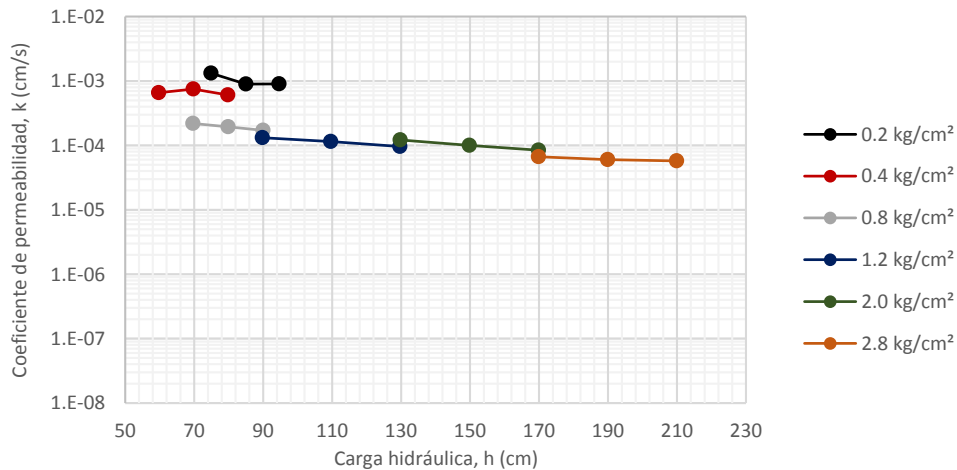


Figura 47. Variación de la permeabilidad con el aumento de la carga hidráulica (modificado de Acevedo, 2017).

De acuerdo con Robertson (1987) y Witt (2004), la variación en la permeabilidad entre las zonas de arena y limo de un embalse de jales puede ser de hasta tres órdenes de magnitud. Fell (2005) concluyó que la permeabilidad puede ser del orden de 10^{-4} m/s para jales de arena y tan baja como 10^{-9} m/s para jales de limo. Los rangos típicos de la permeabilidad para jales de limo y arena obtenida por diferentes investigadores se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12. Valores típicos de permeabilidad de jales de limo y arena de acuerdo con diferentes investigadores (modificado de Saad, 2008).

Jales	Permeabilidad (m/s)	Referencia
Arenas	$2 \cdot 10^{-4}$ a $9 \cdot 10^{-6}$	Mittal y Morgenstern, 1975
	$4 \cdot 10^{-5}$ a $5 \cdot 10^{-6}$	Genevois y Tecca, 1993
	10^{-4} a $5 \cdot 10^{-6}$	Vick, 1983
Limos	10^{-8} a $5 \cdot 10^{-9}$	Genevois y Tecca, 1993
	$k_v = 2 \cdot 10^{-7}$ $k_h = 10^{-6}$	Routh, 1984
	10^{-7} a $5 \cdot 10^{-9}$	Blight, 1994
	10^{-6} a $5 \cdot 10^{-9}$	Fell, 2005

La permeabilidad disminuye al aumentar el contenido de finos (Saad, 2008). Los valores de la permeabilidad promedio para jales basados en el contenido fino y plasticidad son reportados por Vick (1990), los cuales se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Valores de permeabilidad para jales basados en el contenido finos y plasticidad, (modificado Vick, 1990).

Zona de jales	Permeabilidad (m/s)
Arenas limpias, gruesas o cicloneadas con menos de 15% de finos	10^{-4} a 10^{-8}
Arenas de playa de descarga periférica con hasta 30% de finos	10^{-5} a 10^{-6}
Limos no plásticos o de baja plasticidad.	10^{-7} a 10^{-9}
Limos de alta plasticidad	10^{-6} a 10^{-10}

Bussièrè (2004) recopiló resultados de pruebas de conductividad hidráulica en laboratorio realizadas por diferentes investigadores en muestras inalteradas y en muestras homogenizadas (remoldeadas). Como se muestra en la Tabla 14, los valores de k_{SAT} para muestras remoldeadas de jales de granos finos (ML) por lo general varían entre 1×10^{-4} y 1×10^{-7} cm/s y para jales de granos gruesos (SM o SP) entre 1×10^{-2} y 1×10^{-4} cm/s. El rango k_{SAT} en muestras inalteradas dadas en la literatura es típicamente de 1×10^{-4} y 1×10^{-7} cm/s; las muestras remoldeadas son más permeables que las inalteradas, esto puede ser debido a capas delgadas de materiales de grano fino en las muestras inalteradas que limitan el flujo vertical de agua; sin embargo, estas partículas finas tienen un menor impacto cuando están mezcladas en toda la muestra.

Tabla 14. Conductividad hidráulica saturada para muestras inalteradas y remoldeadas de jal (modificado de Bussiére, 2004).

e	Clasificación (SUCS)	k_{SAT} (cm/s)	Referencia
<i>Muestras inalteradas</i>			
0.48-0.62	SM	3×10^{-4} a 4×10^{-4}	Mabes <i>et al.</i> , 1977
0.55-1.05	ML	3×10^{-5} a 3×10^{-7}	Mabes <i>et al.</i> , 1977
0.70-1.65	ML	1×10^{-3} a 7×10^{-7}	l'Ecuyer <i>et al.</i> , 1992
0.59-0.89	ML	4×10^{-5} a 3×10^{-6}	Brisson <i>et al.</i> , 2002
1.00-1.40	SM	3×10^{-5} a 1×10^{-6}	Matyas <i>et al.</i> , 2005
<i>Muestras remoldeadas</i>			
0.55	ML	1.3×10^{-4}	Guerra, 1973
0.45-1.20	ML	1×10^{-5} a 1×10^{-6}	Mabes <i>et al.</i> , 1977
0.48-0.85	ML	1×10^{-4} a 3×10^{-6}	Bussiére 1993
0.5-1.00	ML	5×10^{-4} a 1×10^{-5}	Aubertin <i>et al.</i> , 1996
0.5-1.00	SP	6×10^{-3} a 2×10^{-4}	Nelson <i>et al.</i> , 1977
0.6-1.25	SM-ML	1×10^{-4} a 5×10^{-7}	Mittal y Morgentern, 1976
0.5-1.60	SM	4.5×10^{-5} a 9.8×10^{-5}	Qui y Segó, 2001

IV. DESCRIPCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y SEMI-AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO.

IV.1 Descripción general

El permeámetro de carga constante es un equipo que permite determinar de manera simple el coeficiente de permeabilidad del suelo en probetas de 101.6 mm (4 pulgadas) de diámetro y 50 mm de altura. El procedimiento para efectuar la prueba consiste en saturar la muestra, ésta es suspendida hasta que el flujo a través de la muestra es uniforme, a continuación se mide el parámetro β de Skempton para verificar que la muestra se haya saturado. La muestra puede ser ensayada a diferentes confinamientos ya que esta prueba es no destructiva; es decir, se puede medir el coeficiente de permeabilidad bajo diferentes condiciones de esfuerzos efectivos y carga hidráulica sin afectar la estructura de la muestra.

El permeámetro está formado por sensores instrumentados, un sistema de adquisición de datos y un sistema de control. El equipo (Figura 48) está compuesto por una placa de acero con un sistema de válvulas interconectadas que transportan aire a presión que se transfiere a tuberías saturadas con agua destilada y desaireada; la presión transferida del aire al agua que satura la muestra se mide por medio de sensores de presión colocados estratégicamente en la cercanía de la probeta. También se cuenta con dos tanques de interfaz aire – agua y con dos buretas que alimentan el flujo interno de la probeta, el volumen de agua que pasa a través de la bureta (inferior) se cuantifica a través de un sensor de cambio volumétrico.

IV.2 Descripción de los elementos que conforman el sistema

En los siguientes párrafos se describe cada uno de los elementos que componen la parte mecánica y neumática del permeámetro, las podemos agrupar en tres partes, en función al papel que desempeñan en el manejo del equipo.

Sistema de cambio volumétrico

Está integrado por un par de buretas dobles formadas por una bureta externa y una interna de menor diámetro que la primera. El nivel de agua de la bureta exterior permanece constante, mientras que la altura de agua de la bureta interna es variable. Los datos obtenidos de la lectura directa del cambio de alturas en la bureta interna, son registrados por medio de sensores de cambio volumétrico. La ubicación de las buretas en el equipo se muestra en la Figura 48, elementos 4 y 5.

Sistema de cambio de presiones

En las diferentes etapas de la prueba se requiere del suministro de tres líneas de presión: confinamiento, contrapresión superior e inferior. El equipo cuenta con tres reguladores con sus respectivos manómetros y sensores de presión (Figura 48, elementos 1, 2 y 3), que a través de la línea principal distribuyen la presión deseada en cada etapa. Para generar la contrapresión se utilizan dos buretas (éstas reciben los cambios de presión de aire a través de la válvula situada en la parte superior de la misma) y un tanque de almacenamiento, las primeras dos son una interfaz de aire-agua conectada a dos líneas saturadas por las que se suministra la presión al pedestal y cabezal. El tanque de almacenamiento también es una interfaz de aire-agua que tiene como función el suministro de agua a las buretas (elemento 6). La presión de confinamiento se proporciona a través de un tanque con una interfaz de aire-agua (elemento 11) que se conecta a la cámara de ensaye.

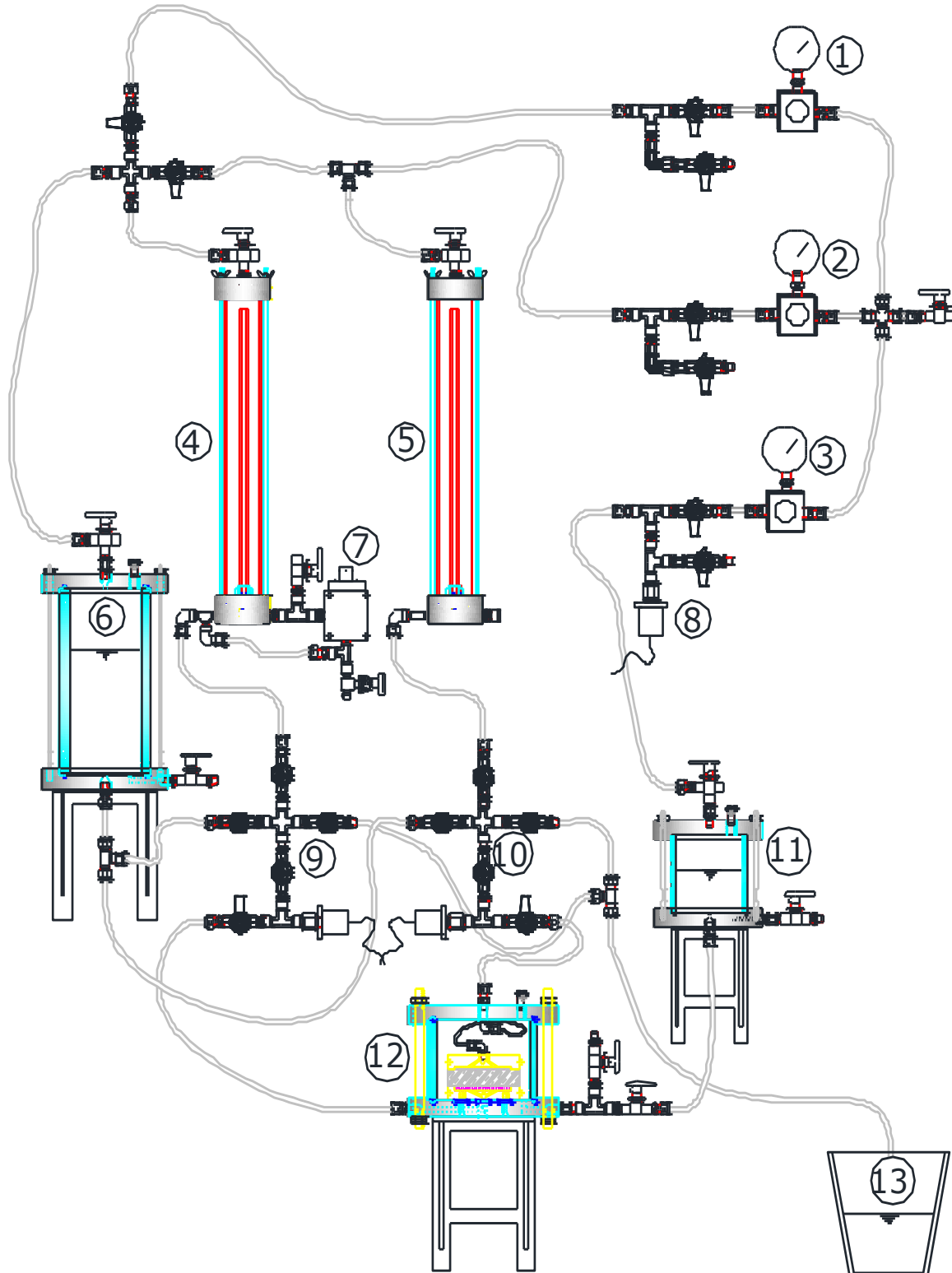


Figura 48. Esquema general del permeámetro de carga constante. 1 Regulador de contrapresión inferior, 2 regulador de contrapresión superior, 3 regulador de confinamiento, 4 bureta de flujo inferior, 5 bureta de flujo superior, 6 depósito de agua, 7 sensor de cambio volumétrico inferior, 8 sensor de presión de confinamiento, 9 sensor de contrapresión inferior, 10 sensor de contrapresión superior, 11 interfaz aire-agua, 12 cámara de ensaye, 13 depósito de agua de gasto de salida.

Cámara de ensaye

En el interior de la cámara se encuentra alojada la muestra que será ensayada. Durante la prueba, la cámara se llena de agua y es sometida a esfuerzo de confinamiento distribuido isotrópicamente. La muestra se apoya en un pedestal que se comunican con la línea de contrapresión inferior. El cabezal está conectado a la tapa de la cámara por medio de una tubería flexible que permite que la muestra sea de tamaño variable, la tapa de la cámara está conectada a la línea de contrapresión. El confinamiento se aplica mediante la interfaz aire-agua mostrada en la Figura 48. En la Figura 49 se muestra el esquema de la cámara.

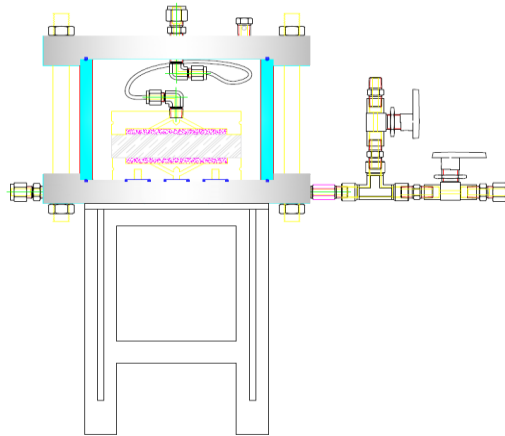


Figura 49. Esquema de cámara de ensaye.

IV. 3 Descripción de los sensores

IV.3.1 Sensor de presión

Los transductores de presión empleados en este equipo son de la marca MSI Sensors, modelo MSP 300. Estos transductores son adecuados para la medición de presión en líquidos y gases, incluso para medios difíciles, tales como agua contaminada, vapor y líquidos ligeramente corrosivos. Permiten mediciones de 0 – 100 psi con una desviación menor a 1.0%, siendo confiables en un intervalo de temperatura de - 40° a 85 °C (Figura 50).



Figura 50. Sensor de presión.

IV.3.2 Sensor de cambio volumétrico

Para realizar la medición de cambio volumétrico en este equipo se emplean un sensor de presión diferencial marca Validyne engineering, modelo DP15 (Figura 51), el cual permite la mediciones de precisión en líquidos corrosivos y gases.

Tiene una respuesta rápida a pequeñas variaciones, las lecturas obtenidas con este sensor tienen una precisión de $\pm 0.25\%$ en el caso de cambios lineales y de $\pm 1.0\%$ para cambios no lineales.



Figura 51. Sensor de cambio volumétrico (presión diferencial).

IV.4 Descripción del sistema de semi-automatización

El sistema de adquisición de datos que se utiliza en el permeámetro consta de un acondicionador de señal de diez canales, que acondicionan la señal eléctrica generada por los transductores. Esta señal es enviada a una tarjeta de adquisición de datos de National Instruments, que permite la interpretación de la señal en cantidades cuantitativas de presión, en unidades ingenieriles (Figura 52).



Figura 52. Acondicionador de señal.

IV.5 Descripción del sistema de control

Este sistema se divide en dos módulos: el de calibración, en el cual se determinan de manera experimental las constantes de calibración que rigen a los sensores; y el de operación, que permite llevar a cabo y monitorear en tiempo real cada una de las etapas del ensaye.

IV.5.1 Módulo de calibración

En este módulo se tiene la posibilidad de obtener y conocer las constantes de calibración de cada uno de los sensores del equipo.

En el menú principal (Figura 53) se presentan las opciones de este módulo. Al acceder a la opción de *Calibrar sensores*; seleccione el sensor que se desee calibrar. En la pantalla aparece la fecha de la última calibración, así como la pendiente y ordenada obtenidas de ésta; en la última sección de la pantalla aparecen los parámetros del elemento patrón que se va a utilizar para calibrar, como se muestra en la Figura 54.

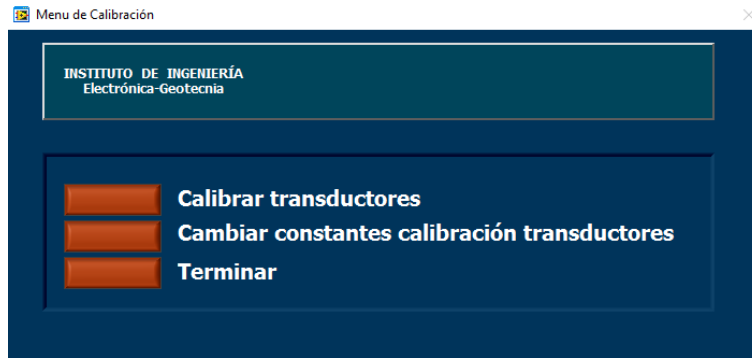


Figura 53. Menú principal de módulo de calibración.

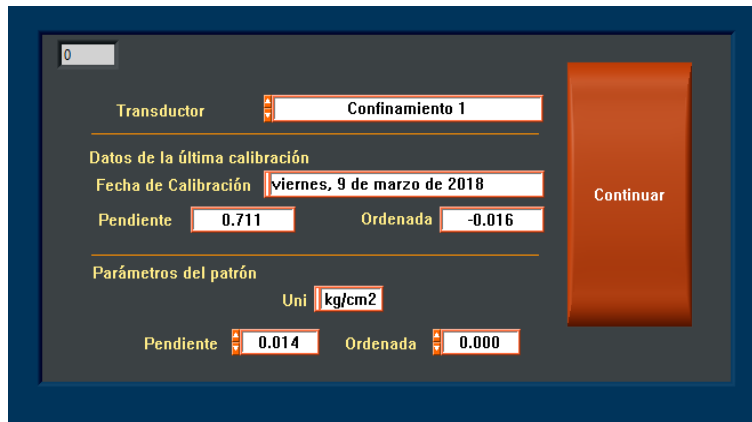


Figura 54. Módulo de calibración.

Una vez introducidos los parámetros del elemento patrón se selecciona *Continuar*, la ventana que aparece enseguida (Figura 55) es donde se realizará la calibración. Aquí el programa toma las lecturas de voltaje registradas por el sensor y las relaciona con una magnitud física (presión o volumen) tomadas del elemento patrón (columna de mercurio o bureta patrón, respectivamente) y que es introducida manualmente en el espacio del indicador, se presiona el botón de tomar lectura donde queda registrado el valor medido en el sensor, de esta manera se va formando la curva de calibración: en la ordenada se localizan los valores registrados por el sensor y en las abscisas la variación del voltaje. El programa permite guardar las constantes de calibración obtenidas en un archivo de texto.

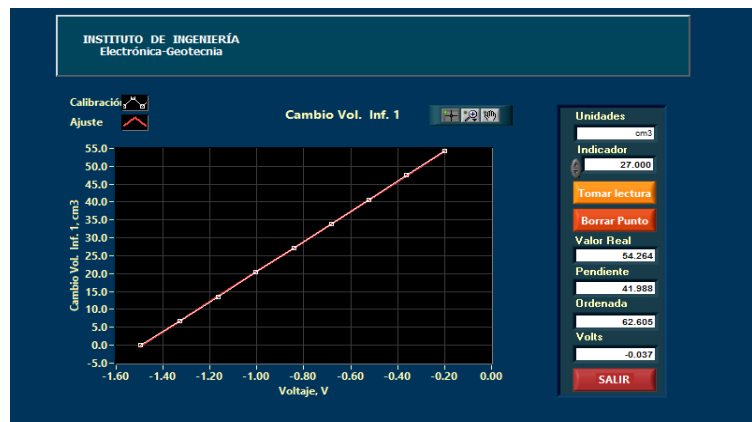


Figura 55. Registro de calibración.

La segunda opción del menú principal nos permite hacer cambios en las constantes de calibración en el sensor deseado como se muestra en la Figura 56, se selecciona el sensor y se modifican directamente los valores de la pendiente y ordenada.

Figura 56. Ventana cambio de constantes de calibración.

IV.5.2 Módulo de operación

En este módulo mediante pestañas se describen las etapas de la prueba (Figura 57). En la esquina superior derecha se puede seleccionar la cámara donde se realizará el ensaye.

Figura 57. Menú principal de operación.

Datos generales

Generales: En esta sección (Figura 58) se registran los datos de la muestra, tales como *localización*, *sondeo*, *profundidad* y *las observaciones* que se tengan que hacer. Una vez registrados los datos se puede configurar la prueba.

Figura 58. Datos generales de la probeta y configuración de prueba.

Dimensiones: En esta sección (Figura 59) se registran las dimensiones de la probeta a ensayar; *peso, altura y diámetros* (superior, medio e inferior).

Figura 59. Dimensiones de la probeta.

Características del suelo: Es el apartado (Figura 60) donde se registran las características del suelo; *contenido de agua, densidad relativa, tipo de suelo; contenido de arena y finos, límites de consistencia y la clasificación SUCS* del material a ensayar.

Figura 60. Características del suelo.

Carpeta: Nos indica la ubicación de la carpeta donde serán guardados los archivos generados durante la prueba, como se muestra en la Figura 61.

Figura 61. Carpeta.

Archivo: Aquí (Figura 62) se registra el nombre de identificación que tendrán todos los archivos generados durante la prueba.

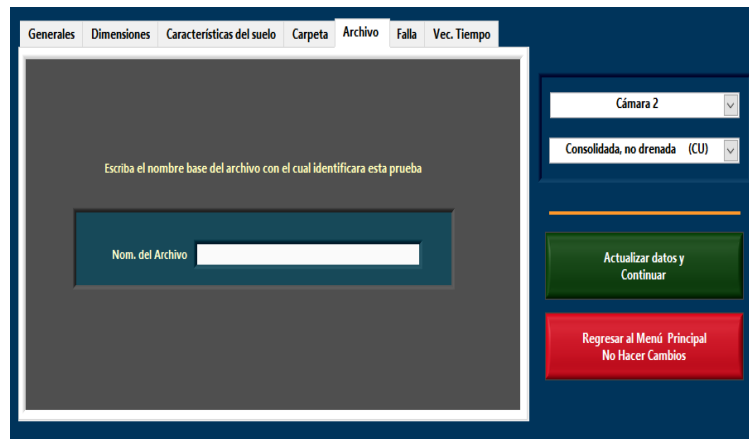


Figura 62. Archivo.

Vec. Tiempo: En esta sección (Figura 63) se configura el vector de tiempo para la etapa de consolidación, indicando el número de lecturas (número de puntos) y la duración, se calcula el vector y se guarda.

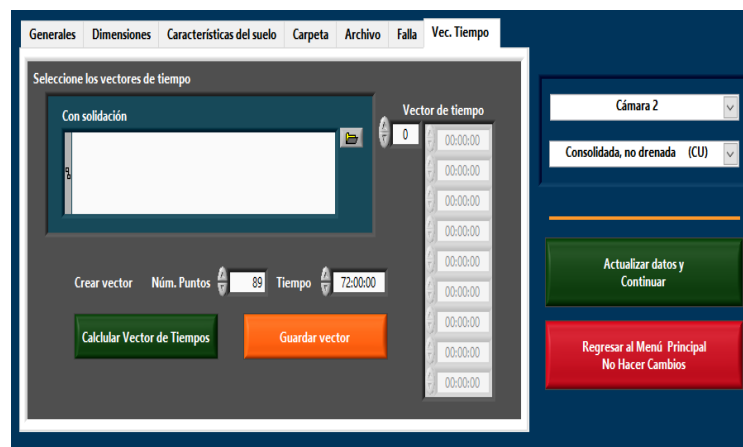


Figura 63. Vector Tiempo.

Al terminar la captura de datos en cada una de las ventanas se selecciona el botón *Actualizar datos y Continuar*.

Transductores. Dentro del menú principal del módulo de operación se localiza la pestaña de transductores, en la cual se muestran las lecturas de cada uno de los transductores en tiempo real (Figura 64).

Saturación por contrapresión. Esta ventana (Figura 65) muestra los datos de lecturas iniciales y finales del cambio de volumen para cada incremento de presión y se presentan en una tabla localizada a la izquierda de la pantalla, los resultados obtenidos de cambio volumétrico y la presión de confinamiento se grafican al finalizar cada incremento. Las lecturas de los sensores se muestran en tiempo real en la parte superior derecha de la pantalla.



Figura 64. Ventana de transductores.

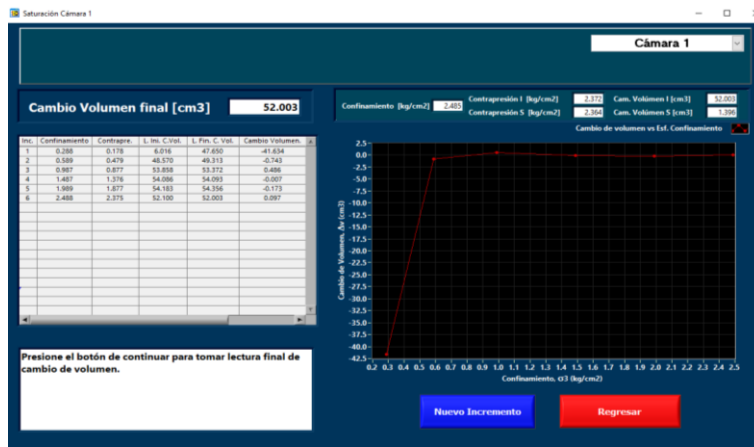


Figura 65. Ventana de etapa de saturación.

β de Skempton. En este apartado se lleva a cabo la medición del parámetro β de Skempton, en el cual se incrementa la presión de confinamiento sin permitir el drenaje al interior de la muestra, el programa captura el valor inicial de confinamiento, el incremento realizado y la presión de poro generada por dicho incremento; finalmente, muestra el resultado de la β de Skempton calculada a partir de la relación entre el incremento de esfuerzo de confinamiento y la presión de poro (Figura 66).

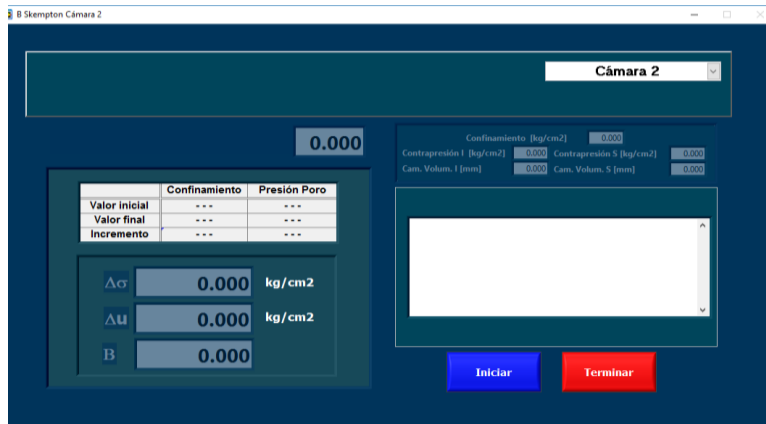


Figura 66. Ventana medición β Skempton.

Consolidación. La Figura 67 muestra la ventana de inicio para la etapa de consolidación. Los datos iniciales de confinamiento, contrapresión (superior o inferior) y cambio volumétrico dados para el incremento de esfuerzo efectivo se muestran en la parte superior izquierda de la ventana. Los resultados de cada lectura de cambio volumétrico se guardan en una tabla que se muestra en la parte izquierda de la ventana y en tiempo real se construyen los gráficos de consolidación por el método de Casagrande y Taylor. El tiempo en que transcurre en la consolidación es visible en la ventana.

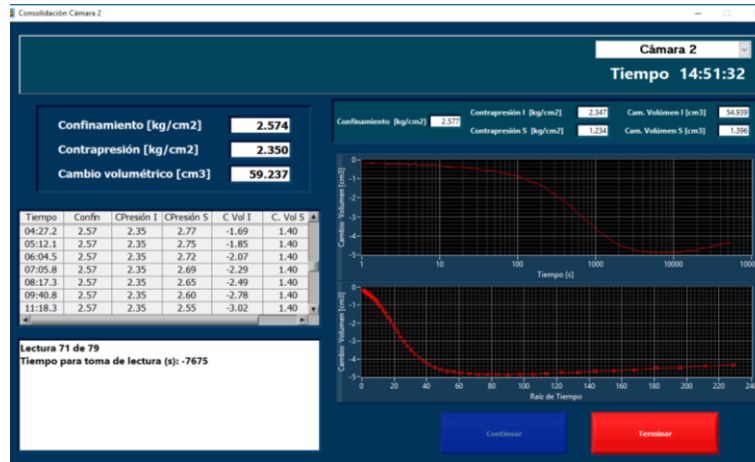


Figura 67. Ventana de etapa de consolidación.

Ensaye. Al entrar en la pestaña de *etapa de ensaye* se da la opción de elegir el modo de operación, es decir, la forma en que serán capturados los datos del ensaye: manual o automático (Figura 68).

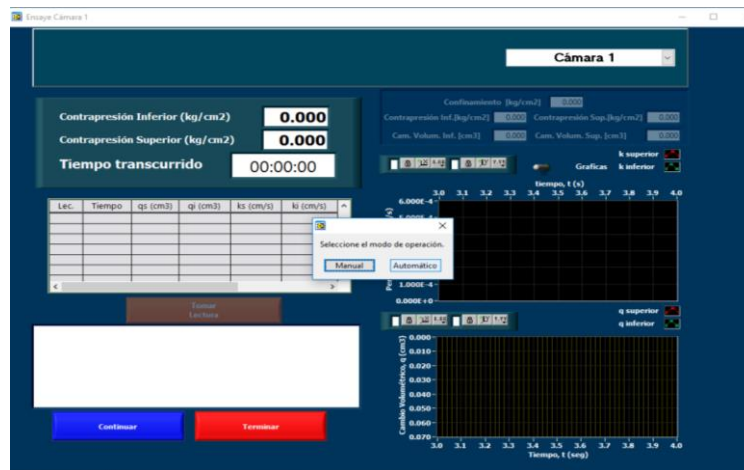


Figura 68. Ventana de modo de operación.

Al elegir el modo automático se despliega una ventana donde se configura el vector de tiempo para el ensaye como se muestra en la Figura 69, indicando el número de lecturas y la duración, se calcula el vector y se guarda. Seleccionar el botón terminar para dar paso a la siguiente ventana.

En la pantalla principal de ensaye (Figura 70) se presentan los parámetros medidos en la prueba, el tiempo transcurrido y en formato de tabla, se puede conocer el volumen de agua que pasa a través de la muestra, presiones en la cámara, gasto hidráulico y carga hidráulica para cada intervalo de tiempo. En la parte derecha de la pantalla se presentan dos gráficos, uno monitorea la permeabilidad con respecto al tiempo, la segunda gráfica muestra el cambio volumétrico respecto al tiempo.

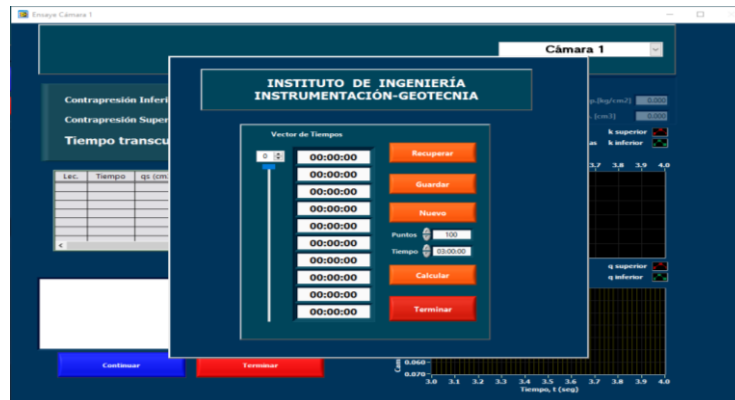


Figura 69. Ventana de configuración del vector de tiempo en etapa de ensaye.

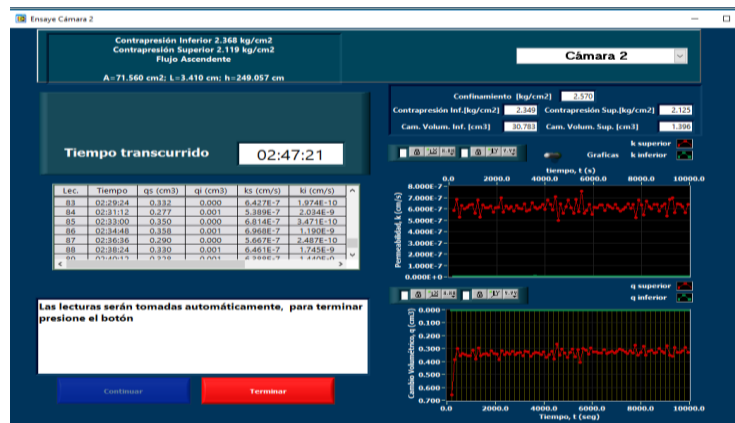


Figura 70. Ventana de principal de etapa de ensaye

IV.6 Calibración y verificación de transductores

Cada uno de los equipos cuenta con cuatro sensores, tres de presión y uno de cambio volumétrico. Para poner en operación el equipo se requiere la calibración y verificación de cada uno de los sensores.

IV.6.1 Sensores de presión

La calibración de estos sensores se rige por un principio de proporcionalidad entre lecturas de altura de columna de mercurio (elemento patrón), obtenidas por lectura directa desde una fuente externa y lecturas de cambio de voltaje, obtenidas por el transductor que se esté calibrando (Acevedo, 2017).

Para realizar la calibración es necesario conectar una de las válvulas de presión de aire a la columna de mercurio y acceder al programa de calibración de transductores. Se realiza un incremento de presión con ayuda del regulador correspondiente, se toma la lectura resultante de la columna de mercurio y se introduce en el programa. La curva de calibración obtenida para el sensor de confinamiento 1 es la que se muestra en la Figura 71.

La precisión de los datos que se obtengan en una prueba dependen en gran medida de haber realizado una calibración de calidad. Para revisar si la calibración fue correcta se lleva a cabo una verificación, es decir, se comparan los valores que registra el software y las diferentes lecturas del elemento patrón de calibración (De la Rosa, 2008). En esta ocasión se realizó una verificación cruzada, es decir, los tres sensores del equipo se conectan a un mismo suministro de presión y a la columna de mercurio (patrón), posteriormente se hacen incrementos de presión y los tres sensores deben registrar el mismo valor de presión. Los resultados obtenidos de la verificación se muestran en la Tabla 15. La Figura 72 muestra la verificación de los tres sensores de presión, en las Figuras 73

y 74 se hace una comparación de la verificación entre el sensor de confinamiento y los sensores de contrapresión superior e inferior.

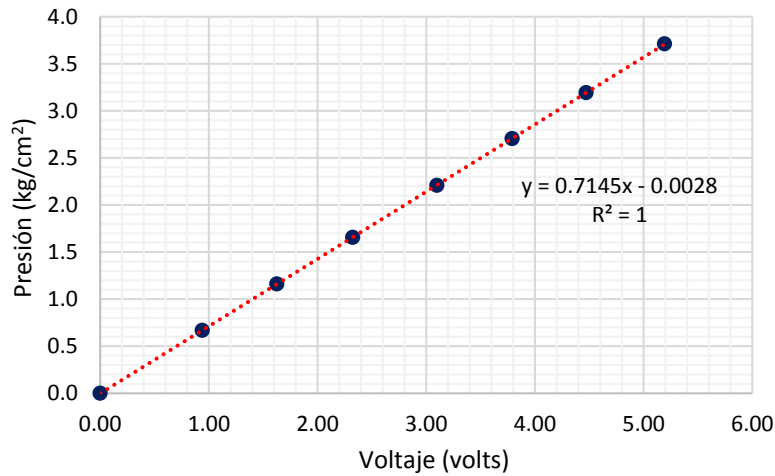


Figura 71. Curva de calibración sensor de confinamiento 1.

Tabla 15. Registro de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 1.

Patrón	Confinamiento	Contrapresión inferior	Contrapresión superior
kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
0.000	0.000	0.000	0.000
0.502	0.502	0.502	0.502
0.998	0.999	0.999	0.999
1.508	1.506	1.507	1.506
2.007	2.005	2.005	2.005
2.514	2.513	2.514	2.513
3.024	3.021	3.024	3.021
3.523	3.519	3.520	3.519

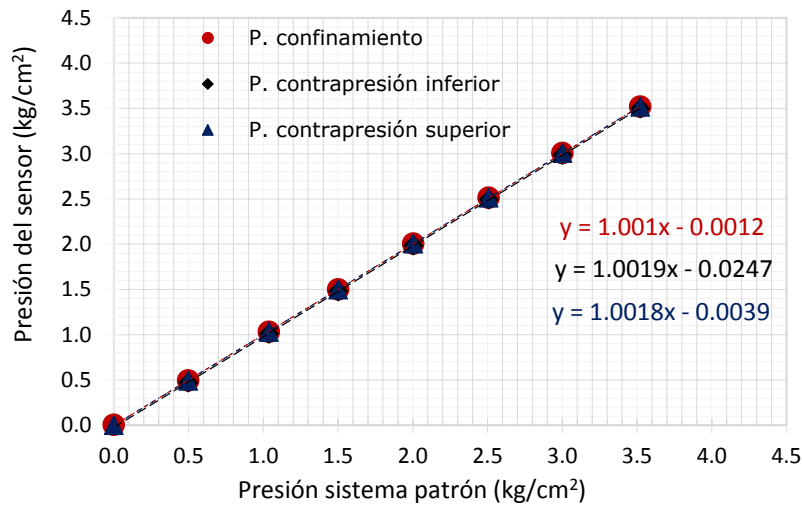


Figura 72. Curva de verificación cruzada.

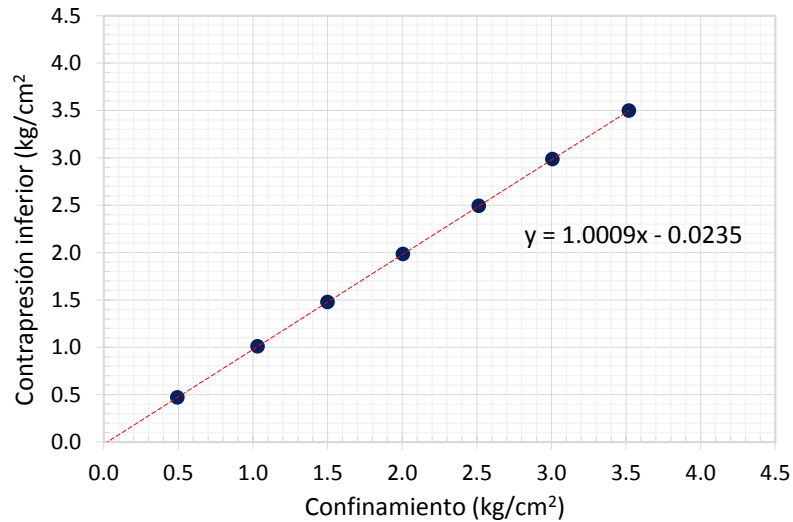


Figura 73. Curva de verificación cruzada confinamiento 1-contrapresión inferior 1.

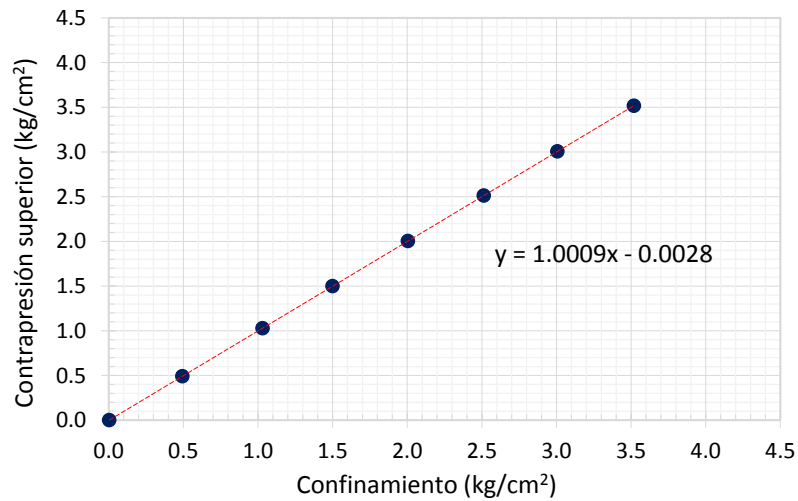


Figura 74. Curva de verificación cruzada confinamiento 1-contrapresión superior 1.

El porcentaje de error parcial, es una diferencia entre una medición de elemento patrón de referencia (columna de mercurio) y la medición real de un elemento estándar dividido por el patrón de referencia y el resultado convertido a porcentaje. Los cálculos correspondientes se muestran en la Tabla 16 y la gráfica resultante se puede observar en la Figura 75.

Tabla 16. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de confinamiento 1.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ²	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{\text{Capacidad del sensor}} (100)$	$\frac{\text{Diferencia}_{max}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000	---	---	---
0.502	0.502	0.000	0.041	0.0029	0.878
0.998	0.999	0.001	0.100	0.0143	0.442
1.508	1.506	0.002	0.139	0.0299	0.292
2.007	2.005	0.002	0.108	0.0311	0.220
2.514	2.513	0.001	0.055	0.0199	0.175
3.024	3.021	0.003	0.110	0.0475	0.146
3.523	3.519	0.004	0.125	0.0630	0.125

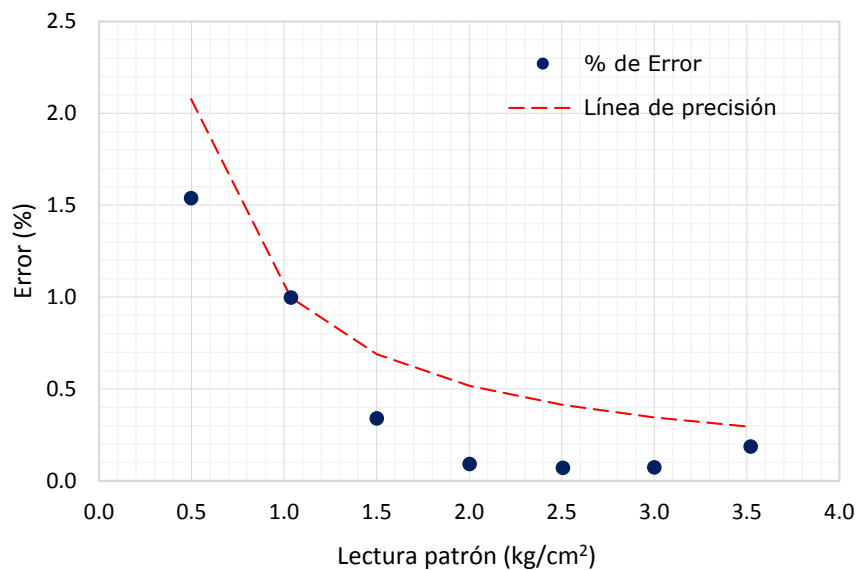


Figura 75. Curva de verificación de la precisión parcial del sensor confinamiento 1.

El porcentaje de error total, es una diferencia entre una medición de elemento patrón de referencia (columna de mercurio) y la medición real de un elemento estándar dividido por la capacidad del sensor y el resultado convertido a porcentaje. Los cálculos correspondientes se muestran en la Tabla 16 y la gráfica resultante se puede observar en la Figura 76.

El resumen de los resultados obtenidos de la verificación cruzada se muestra en la Tabla 17.

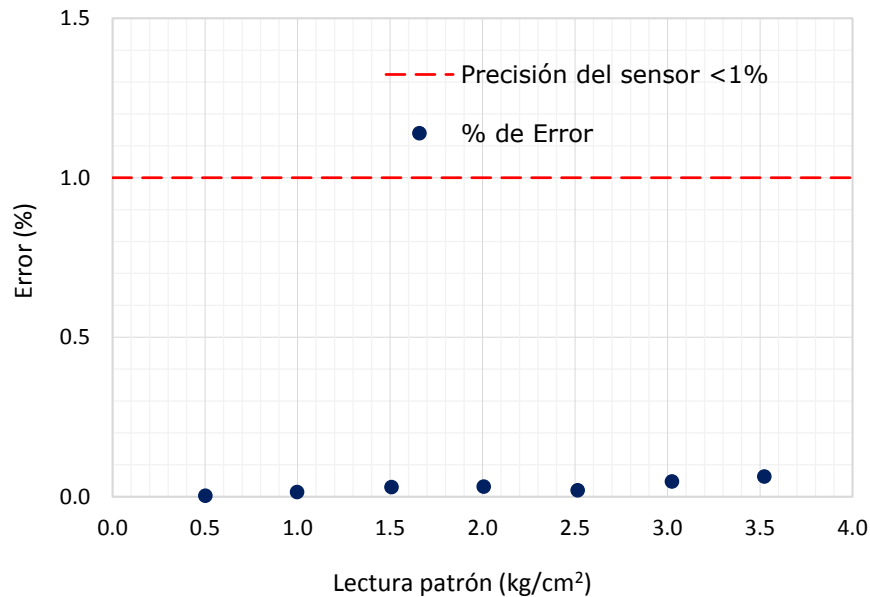


Figura 76. Curva de verificación de la precisión total del sensor de confinamiento 1.

Tabla 17. Resultados de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 1

Sensor	Verificación cruzada	Pendiente
Confinamiento 1	Contrapresión inferior 1	1.000
	Contrapresión superior 1	1.000
Confinamiento 2	Contrapresión inferior 2	0.999
	Contrapresión superior 2	1.002
Contrapresión inferior 1	Confinamiento 1	0.999
	Contrapresión superior 1	1.000
Contrapresión inferior 2	Confinamiento 2	0.998
	Contrapresión superior 2	0.998
Contrapresión superior 1	Confinamiento 1	0.999
	Contrapresión inferior 1	1.000
Contrapresión superior 2	Confinamiento 2	1.000
	Contrapresión inferior 2	1.002

En el Anexo A se encuentran las curvas de calibración y las diferentes curvas de verificación de los sensores de presión de los equipos de permeabilidad.

IV.6.2 Sensores de cambio volumétrico

La calibración de estos sensores se rige por un principio de proporcionalidad entre lecturas de altura de columna de agua, obtenidas por lectura directa desde una fuente externa y lecturas de cambio de voltaje, obtenidas por el transductor que se esté calibrando.

Antes de iniciar la calibración es necesario asegurarse que el sensor se encuentre libre de aire atrapado, para esto se purga el mismo, con mucho cuidado se remueve el tornillo ubicado en uno de los costados del sensor y se hace fluir agua a través de él hasta que el flujo sea constante.

A continuación, se llena la bureta con agua destilada y desaireada, después se accede al programa de calibración de transductores. Se elige el transductor que desea calibrar, se introduce la pendiente (área interna de la bureta) y la ordenada (la altura inicial de agua dentro de la misma). Se debe introducir manualmente la altura de la columna de agua leída directamente de la bureta (a cada dos o tres centímetros de altura). La Figura 77 muestra la curva de calibración del sensor de cambio volumétrico inferior 2.

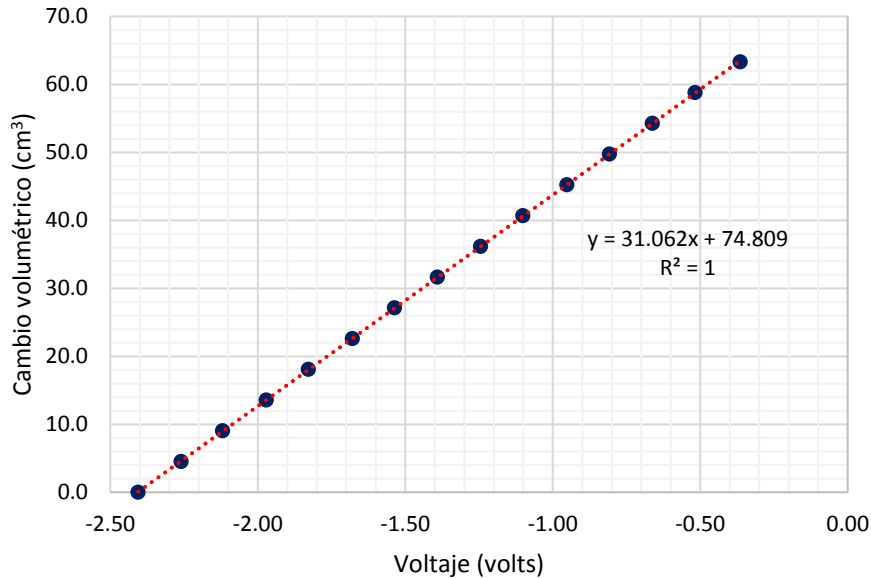


Figura 77. Curva de calibración sensor de cambio volumétrico inferior 2.

Una vez que el sensor haya sido calibrado es de importancia que el nivel de agua de la bureta exterior permanezca sin cambios, ya que de no hacerlo, es posible que las constantes de calibración cambien.

Al igual que en los transductores de presión, se realizó la verificación de la calibración de los sensores de cambio volumétrico y se hicieron los cálculos del porcentaje de error parcial y total, los cuales se encuentran en la Tabla 18 y sus gráficos se muestran de la Figura 78 a la 80.

Tabla 18. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de cambio volumétrico inferior 2.

Lecturas		Precisión cm^3	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
Patrón cm^3	Sensor cm^3				
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{Capacidad\ del\ sensor} (100)$	$\frac{Diferencia_{max}}{L.P} (100)$
0.00	0.000	0.000	---	---	---
6.95	6.920	0.030	0.432	0.0429	1.007
13.55	13.520	0.030	0.221	0.0429	0.517
20.45	20.440	0.010	0.049	0.0143	0.342
27.35	27.300	0.050	0.183	0.0714	0.256
34.1	34.030	0.070	0.205	0.1000	0.205
40.8	40.750	0.050	0.123	0.0714	0.172
47.8	47.770	0.030	0.063	0.0429	0.146
54.2	54.220	0.020	0.037	0.0286	0.129
61.1	61.070	0.030	0.049	0.0429	0.115

Las curvas de calibración, verificación y el porcentaje de error para el sensor de cambio volumétrico inferior 1 se presentan en el Anexo A de este trabajo.

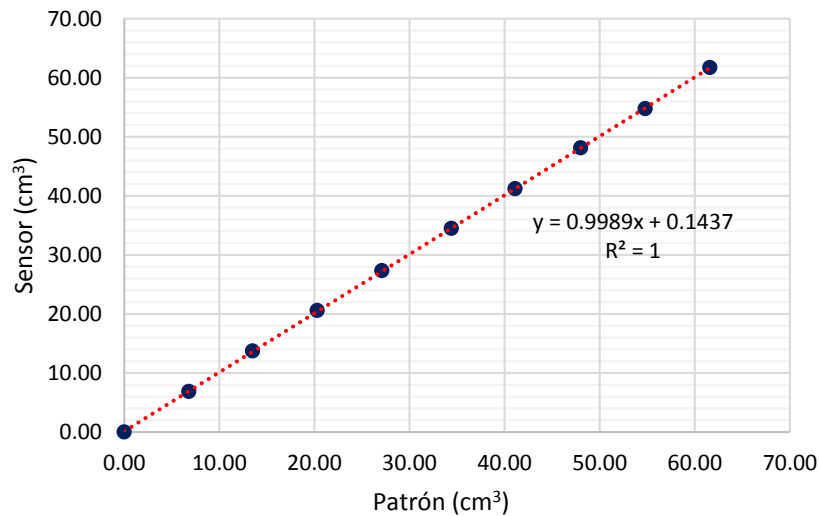


Figura 78. Curva de verificación sensor de cambio volumétrico inferior 2.

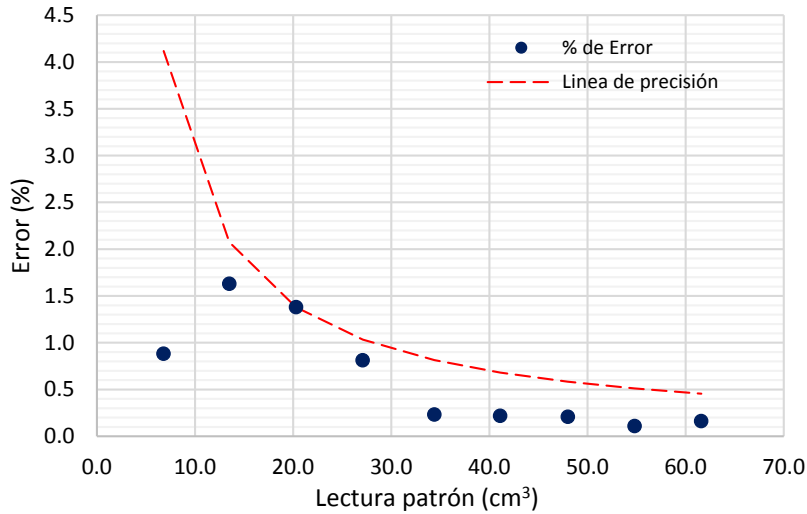


Figura 79. Curva de verificación de precisión parcial del sensor cambio volumétrico inferior 2.

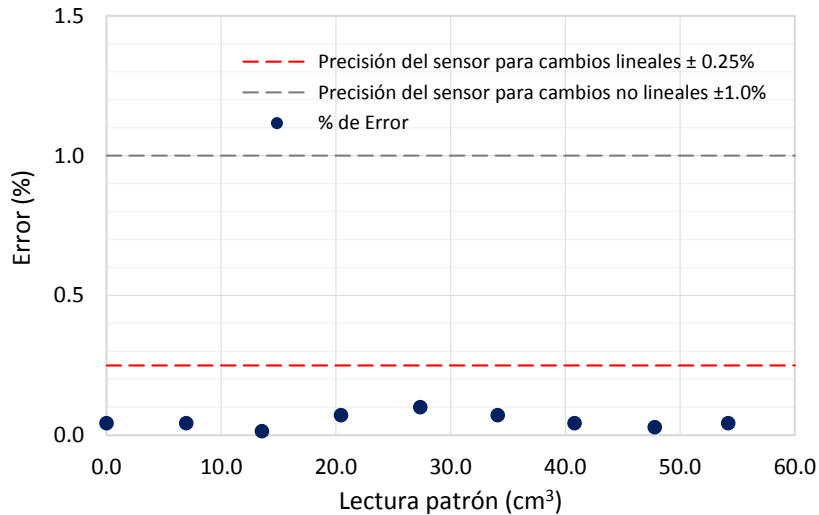


Figura 80. Curva de verificación de precisión total del sensor cambio volumétrico inferior 2.

En la Tabla 19 se muestran las características de los diferentes sensores que conforman los equipos de permeabilidad de carga constante y los resultados obtenidos de la calibración y verificación.

Tabla 19. Constantes de calibración y verificación

Sensor	Marca	Modelo	Capacidad	Calibración		Verificación	Precisión
				Pendiente	Ordenada		
Confinamiento 1	MSI Sensors	MSP 300	6 kg/cm ²	0.784	0.005	0.999	0.004 kg/cm ²
Confinamiento 2	MSI Sensors	MSP 300	6 kg/cm ²	0.716	0.054	1.000	0.010 kg/cm ²
Contrapresión inferior 1	MSI Sensors	MSP 301	6 kg/cm ²	0.714	0.005	1.000	0.004 kg/cm ²
Contrapresión inferior 2	MSI Sensors	MSP 302	6 kg/cm ²	0.715	0.020	0.999	0.007 kg/cm ²
Contrapresión superior 1	MSI Sensors	MSP 303	6 kg/cm ²	0.717	-0.170	0.999	0.003 kg/cm ²
Contrapresión superior 2	MSI Sensors	MSP 304	6 kg/cm ²	0.717	-0.115	1.000	0.007 kg/cm ²
Cambio volumétrico inferior 1	Validyne engineering	DP15	70 cm ³	41.991	62.608	1.000	0.090 cm ³
Cambio volumétrico inferior2	Validyne engineering	DP15	70 cm ³	31.219	80.013	0.999	0.070 cm ³

V. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ENSAYADO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

V.1 Características generales de las muestras

En este capítulo se presentan las pruebas de laboratorio realizadas para determinar las propiedades de los materiales ensayados, tales como contenido de agua, densidad de sólidos, límites de consistencia y granulometría.

El material utilizado en el presente estudio es procedente de la presa de jales “Las Guásimas” en el municipio de Minatitlán, Colima.

V.2 Descripción del material

V.2.1 Contenido de agua

La determinación del contenido de agua es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una porción dada de suelo en términos de su peso seco (Bowles, 1981).

Esta prueba se realizó de acuerdo con la norma ASTM D 2216 y se describe brevemente a continuación: los recortes resultantes del labrado de la probeta se colocan en recipientes (de 3 a 4 recipientes) y se pesan inmediatamente para obtener el peso húmedo del suelo. Los recipientes se colocan en una charola en el horno de convección y se someten a secado durante 24 horas, transcurrido el tiempo se retiran del horno, se deja enfriar la muestra en el desecador de cristal y se determina la masa en estado seco.

Se recomienda que las muestras utilizadas en este método de prueba no se utilicen para otras pruebas posteriores al secado, debido a las altas temperaturas a las que está expuesta la muestra; las características físicas del suelo pueden verse alteradas.

V.2.2 Densidad de sólidos

El conocimiento de las relaciones gravimétricas constituye una de las partes fundamentales para el análisis de los fenómenos del suelo. Su importancia radica en la interpretación de los cambios de volumen, basados principalmente en la relación de vacíos (Hernández, 2016). Una las principales pruebas de laboratorio para determinar estas relaciones es la densidad de sólidos (Gs), ya que obteniendo este parámetro es posible calcular las relaciones fase del suelo, así como la relación de vacíos y el grado de saturación.

El Gs se determina en el laboratorio mediante el uso de matraces aforados calibrados a distintas temperaturas; las curvas de calibración de los matraces utilizados en este trabajo se presentan en las Figuras 81 y 82.

La prueba consiste en separar 200 gramos de material seco, homogeneizar la muestra colocándola sobre un vidrio e ir añadiendo agua destilada hasta obtener una pasta suave y dividirla en dos partes iguales. Colocar la mezcla en la batidora hasta formar una suspensión uniforme, con ayuda de un embudo verterla en el matraz.

El matraz con suelo se pone en baño María, conectándolo a la línea de vacío para extraer el aire atrapado en el suelo. Esto se hace aproximadamente por un intervalo de 20 a 30 min. Al término del desaireado se deja reposar la muestra 24 horas, se llena el matraz a la marca de aforo, para después pesar el matraz y tomar la temperatura.

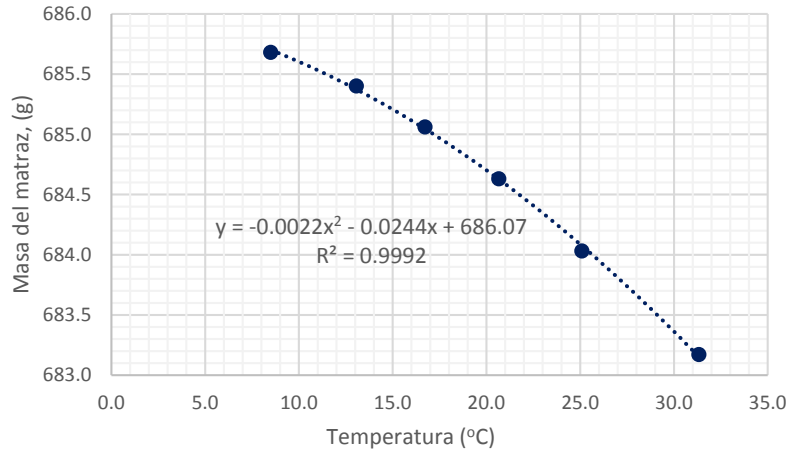


Figura 81. Curva de calibración de matraz T1.

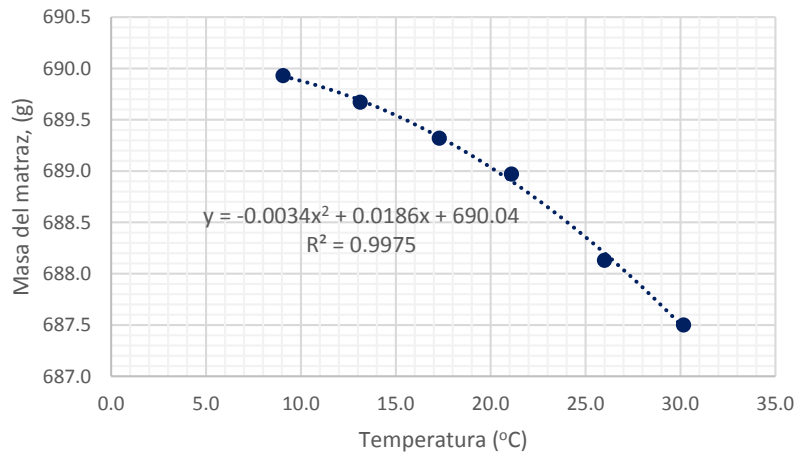


Figura 82. Curva de calibración de matraz T2.

La muestra se agita y se coloca en un recipiente y después se introduce en el horno de convección a una temperatura constante de 105°C por 24 horas; esto con la finalidad de evaporar el agua y determinar el peso del suelo. Los resultados obtenidos de esta prueba se muestran en la Tabla 20, al igual que el contenido de agua natural.

Tabla 20. Contenido de agua y densidad de sólidos de muestras ensayadas.

Probeta #	w* %	Gs**
M 1	31.08	3.00
M 2	32.87	3.17
M 3	32.11	2.99
M 4	28.43	3.05
M 5	8.50	3.12
M 6	17.72	2.82
M 7	27.57	2.90

V.2.3 Límites de consistencia

La determinación de los límites de consistencia tiene como objetivo principal la identificación y clasificación SUCS de la fracción fina del suelo. El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad son utilizados ampliamente, ya sea individualmente o en conjunto con otras propiedades del suelo para correlacionarse con el comportamiento mecánico del suelo.

Límite líquido (w_L) expresa el contenido de agua en porcentaje a partir del cual, cualquier incremento en la cantidad de ésta, producirá que un suelo en estado plástico se comporte como un líquido viscoso, e indica la cantidad de agua necesaria para que el suelo remoldeado tenga una resistencia al corte mínima. Tradicionalmente para su determinación se usa el método de percusión de la copa de Casagrande. Existen métodos alternativos de penetración, mediante el uso de conos penetrantes. El principio para los diferentes conos es muy sencillo: la penetración de un cono que, al dejarlo libre de su apoyo, inicialmente en reposo y cuya punta se encuentra tocando la superficie enrasada del suelo, cae por peso propio y penetra la masa de suelo (Mendoza y Orozco, 1995).

El cono inglés es el equipo empleado en este trabajo, el cual define al límite líquido del suelo como el contenido de agua cuando la penetración del cono es de 20 mm. La prueba se ejecutó de la siguiente manera (en la Figura 83 se presenta fotográficamente el proceso de la prueba): la copa es llenada en tres capas con el material previamente remoldeado, entre cada capa se golpea la copa contra una superficie dura para sacar burbujas. Se enrasa el material del centro hacia los extremos. La punta del cono se coloca sobre la superficie enrasada y se deja que ésta penetre por peso propio durante 5 segundos. Se levanta la punta del cono y extraer un testigo de humedad cercano a la penetración del cono; el testigo es pesado y sometido al proceso de secado (convencional) por 24 horas a temperatura constante de 105°C. Los resultados de los ensayos realizados se muestran en la Figura 84.



Figura 83. Determinación del límite líquido utilizando el cono inglés.

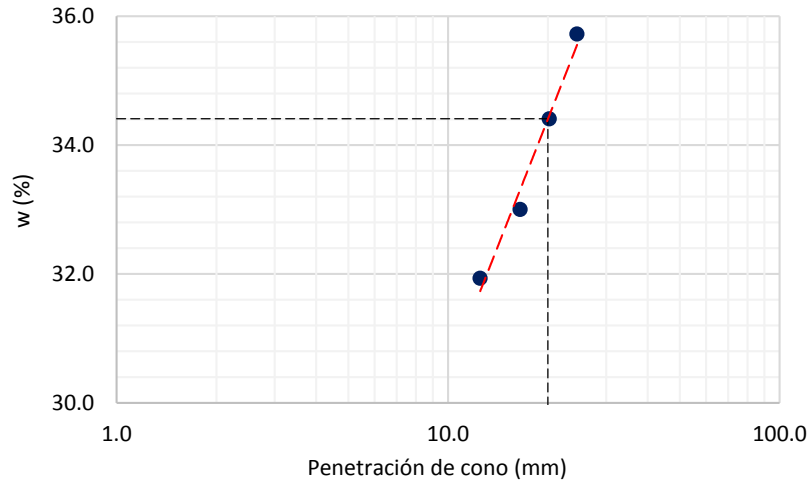


Figura 84. Curva de fluidez de muestra M1.

La pendiente de la recta de los conos penetrantes es positiva, ya que a mayor contenido de agua mayor penetración; por el contrario, la pendiente de la recta de la copa de Casagrande es negativa, lo que quiere decir que a mayor contenido de agua menor número de golpes.

Límite Plástico (w_P) se define como el contenido de agua, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el que los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico, representando el punto en el cuál el suelo empieza a perder su cohesión por falta de humedad.

El límite plástico se obtiene usando el material sobrante de la determinación del límite líquido; éste se remoldea con la finalidad de que pierda humedad hasta obtener una mezcla plástica y que no se pegue en los dedos. El material se amasa en cilindros pequeños, se rola con la palma de la mano sobre un vidrio limpio, para que siga perdiendo humedad hasta formar un cilindro de aproximadamente 3 mm de diámetro (utilizar alambre de acero como referencia). Al observar que el rollito se agrieta y se rompe, se ha llegado al límite plástico.

Debido al alto contenido de finos de las muestras ensayadas fue posible emplear esta técnica para determinar el límite plástico.

Índice plástico (PI): es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, el cual representa una medida satisfactoria del grado de plasticidad de un suelo. Cuando un suelo presenta un $PI=0$; el suelo se clasifica como no plástico. Cuando el $PI < 7$, se dice que el suelo tiene baja plasticidad. Un suelo es medianamente plástico cuando tiene valores $7 > PI < 17$. Para $PI > 17$, hablamos de un material altamente plástico. La Tabla 21 muestra los resultados de los límites de consistencia obtenidos.

Tabla 21. Límites de consistencia de muestras ensayadas.

Probeta #	w_L^* %	w_P^{**} %	PI^{**} %
M 1	34.4	20.5	13.9
M 2	30.08	22.3	7.78
M 3	27.9	22.1	5.8
M 4	48.0	27.5	20.4
M 5	29.1	22.5	6.6
M 6	25.0	15.2	9.8
M 7	39.7	19.5	20.2

V.2.4 Granulometría

La caracterización de una muestra de suelo consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que lo componen, esto se hace mediante el proceso de análisis granulométrico, que determina la porción en que participan los granos del suelo en función a sus tamaños. La distribución de tamaños de partícula mayores de 0.075 mm (malla No. 200) se determina por el análisis por tamizado (vía seca y vía húmeda), mientras que la distribución de tamaños de partículas menores de 0.075 mm se determina mediante un proceso de sedimentación, utilizando un hidrómetro.

Análisis por tamizado: este método consiste en hacer pasar la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas o tamices que tienen aberturas definidas progresivamente más pequeñas, hasta llegar a la malla No. 200. Lo retenido en cada malla se pesa y el porcentaje que representa respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por dicha malla (Juárez, 2005). Cuando las partículas finas se adhieren a las partículas más gruesas es necesario utilizar el procedimiento de vía húmeda (procedimiento de lavado) el cual fue empleado en este trabajo.

Análisis hidrométrico: define la curva de distribución de tamaños del grano de los suelos que son demasiado finos para ser probados por tamizado. El análisis por sedimentación clasifica las partículas por tamaño utilizando el proceso físico de sedimentación, un proceso descrito por la ley de Stokes (Stokes, 1891). El tamaño de grano se calcula a partir de la distancia de sedimentación de partículas de suelo. Este método separa las partículas más finas de un suelo, de modo que se puede producir una curva completa de distribución de tamaños. Estas pruebas se realizaron de acuerdo con la norma ASTM D 422, la curva granulométrica resultante de cada ensaye se presenta en la Figura 85.

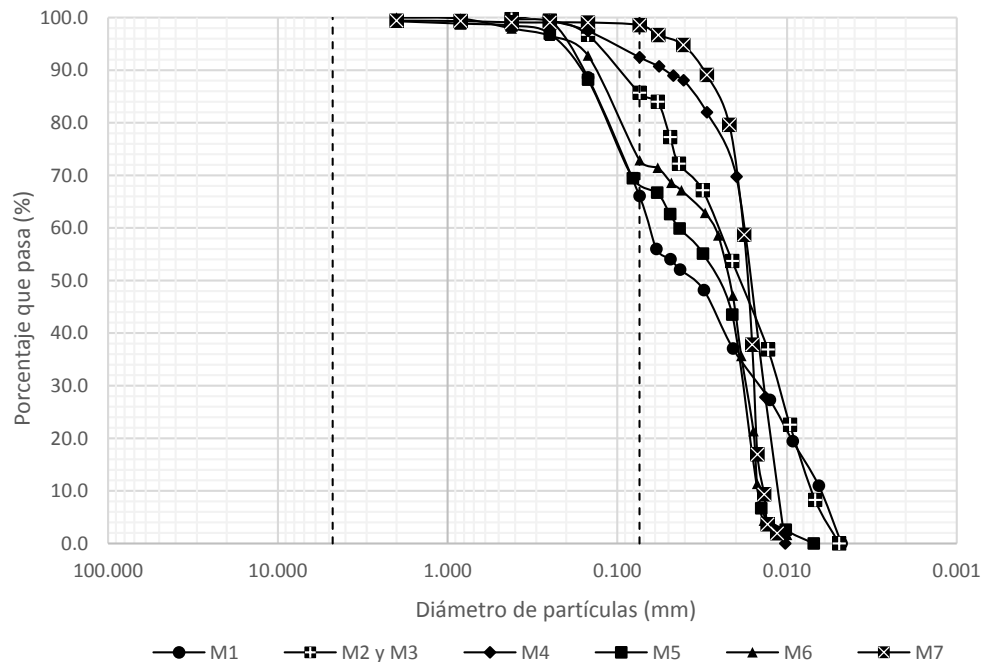


Figura 85. Curva granulométrica de material ensayado.

A partir de esta curva se pudo determinar el diámetro efectivo (D_{10}) y los coeficientes de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c); así como hacer una clasificación general de las muestras de suelo ensayadas como se muestra en las Tablas 22 y 23.

Tabla 22. Características granulométricas de las muestras ensayadas.

Probeta #	Finos %	d ₁₀ mm	d ₃₀ mm	d ₆₀ mm	C _u	C _c
M 1	66	0.0063	0.0145	0.0640	10.16	0.52
M 2	90	0.0071	0.0114	0.0250	3.52	0.73
M 3	90	0.0071	0.0114	0.0250	3.52	0.73
M 4	92	0.0115	0.0134	0.0175	1.52	0.89
M 5	69	0.0150	0.0180	0.0440	2.93	0.49
M 6	73	0.0150	0.0170	0.0260	1.73	0.74
M 7	99	0.0180	0.0158	0.0138	0.77	1.00

Tabla 23. Clasificación SUCS de las muestras ensayadas.

Probeta #	Arena %	Finos %	Clasificación SUCS
M 1	34	66	CL Arcilla de baja plasticidad arenosa
M 2	10	90	CL-ML Arcilla limo arenosa
M 3	10	90	CL-ML Arcilla limo arenosa
M 4	8	92	ML -Limo de baja plasticidad
M 5	31	69	CL-ML Arcilla limo arenosa
M6	27	73	CL- Arcilla de baja plasticidad arenosa
M7	1	99	CL- Arcilla de baja plasticidad

V.3 Formación de probetas

V.3.1 Probetas inalteradas

De un tubo shelby se cortan aproximadamente 10 cm, cuidadosamente se extrae el material al interior de éste y se labra la probeta; la probeta obtenida se pesa y se mide el diámetro y la altura resultantes (Figura 86). El material sobrante del labrado se reserva para realizar las pruebas para caracterizar del material (densidad de sólidos, límites de consistencia, granulometría). Bowles (1981) recomendó que para suelos de baja permeabilidad es más práctico utilizar una muestra delgada, las probetas utilizadas en este trabajo son de 2 pulgadas de espesor, el diámetro de aproximadamente cuatro pulgadas.

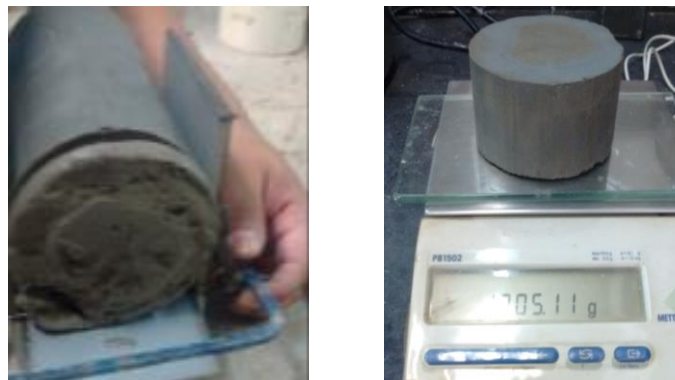


Figura 86. Labrado de probetas inalteradas.

La probeta inalterada después de haber sido ensayada es sometida al proceso de secado. El material se disgrega y se reserva para hacer la probeta reconstituida.

V.3.2 Probetas remodeladas

Conocidas las relaciones volumétricas y gravimétricas iniciales de las probetas inalteradas se reproducen para las probetas remodeladas utilizando los métodos de compactación por amasado y el de compactación estático (Tabla 24).

Uno de los métodos utilizados para la formación de probetas es el de compactación por amasado propuesto por Flores C. (2008); el cual consiste en colocar cuatro capas de material en un molde partido con dimensiones de 5 cm de altura y 10.13 cm de diámetro, en cada capa se aplican diez apisonadas, se utiliza un pisón cuyo diámetro es un poco mayor al radio de la muestra. Durante la formación de la probeta el pisón se coloca sobre la superficie del suelo y se deja caer por peso propio.

El material proveniente de la probeta inalterada se disgrega y homogeniza agregando el contenido de agua de la probeta inalterada, el material se pesa y se separa en cuatro cápsulas y se cubren con una franela húmeda con la finalidad de evitar la pérdida de humedad.

Tabla 24. Formación de probetas reconstituidas.

Probeta #	Método de formación
MR 1	Compactación por amasado
MR 2	Compactación por amasado
MR 3	Compactación estático
MR 4	Compactación estático
MR 5	Compactación estático
MR 6	Compactación estático
MR 7	Compactación estático

El pedestal del permeámetro es removido y atornillado a una base de madera, se agrega pasta de silicón en la ranura para aro-sello, con ayuda de la extensión del molde se coloca una membrana de látex que se fija con un aro-sello; a continuación, se añade el molde partido y se une con una abrazadera, por último, se coloca un aro-sello en la parte superior del molde para fijar la membrana y para evitar cualquier fuga de vacío. Se coloca la piedra porosa (previamente saturada) y se pesa el molde; se vierte el material correspondiente a la primera capa distribuyéndolo de manera uniforme en la sección del molde. Se apisona la superficie del material diez veces; una vez compactado el material, de la misma manera se procede con las capas subsecuentes. El molde se enrasa, se limpia y pesa. La secuencia fotográfica de la prueba se muestra en la Figura 87.

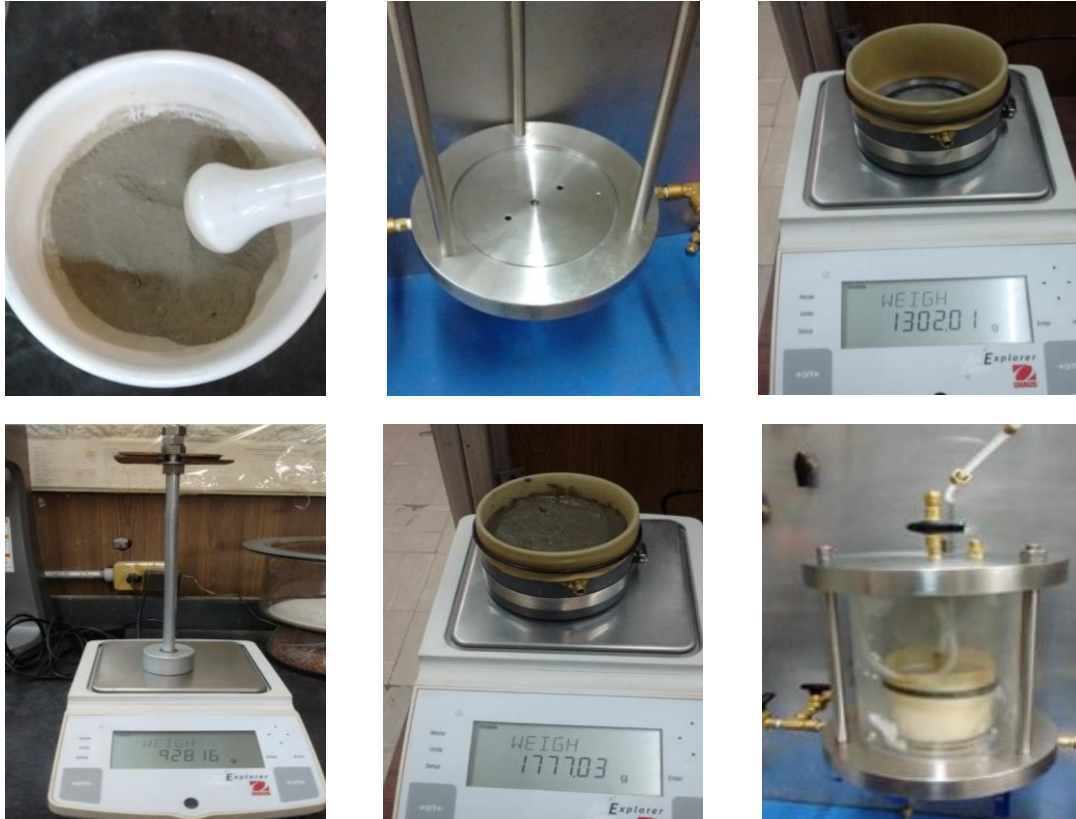


Figura 87. Compactación por amasado.

La prueba se repite variando el peso del pisón, hasta que el peso volumétrico de la probeta reconstituida sea igual al de la probeta inalterada (Figuras 88 y 89), obtenido el peso volumétrico se procede al montaje.

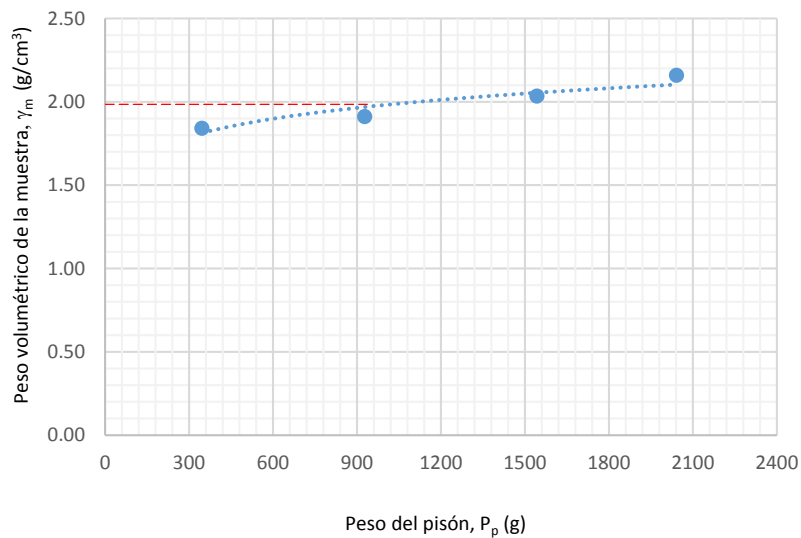


Figura 88. Gráfico de compactación por amasado para probeta MR 1.

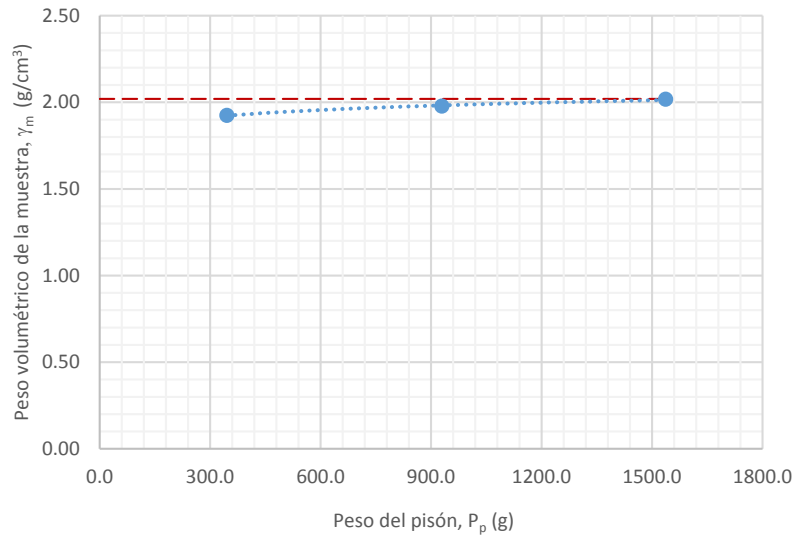


Figura 89. Gráfico de compactación por amasado para probeta MR 2.

Debido a que los pesos volumétricos de las siguientes probetas son muy altos se decidió cambiar de método de formación para poder lograr el objetivo.

El método de compactación estático consiste en disgregar y homogenizar el material proveniente de la probeta inalterada agregando un contenido de agua del 3%. El molde se prepara de la misma manera que en la compactación por amasado, después se instala en el marco de carga y se conecta a la línea de vacío. Conociendo las relaciones volumétricas de la probeta inalterada se calcula la altura y peso de cada capa. La probeta se forma en 3 capas iguales, con la ayuda de un pisón cuyo diámetro es dos milímetros menor al del molde, se ejercer sobre la superficie del material una fuerza que es aplicada de forma continua hasta obtener la altura deseada, este proceso se repite en las capas subsecuentes. Antes de vaciar el material de la última capa se coloca la extensión del molde para facilitar el acomodo del material y evitar pérdidas del mismo. El molde se engrasa, se limpia y se pesa para asegurar que se cumpla con el peso volumétrico seco de la probeta inalterada (Figura 90). Se procede al montaje.

V.4 Procedimiento de ensaye

V.4.1 Saturación de líneas

Se circula un volumen determinado de agua a presión a través de las líneas de flujo, con el fin de asegurar el flujo y para eliminar las burbujas de aire atrapado en las líneas.

V.4.2 Montaje

Probeta inalterada. Una vez terminado el proceso de formación de probeta se coloca la piedra porosa (previamente saturada) en el pedestal del permeámetro y se agrega pasta de silicón en la ranura para aro-sello. Con mucho cuidado se sitúa en el centro del pedestal la probeta; con ayuda de la extensión del molde se coloca una membrana de látex: la extensión se retira cuando la membrana se encuentre en la posición adecuada y se fija con dos aro-sello; uno sobre la ranura y otro en la parte inferior del pedestal. El cabezal se prepara de la misma manera que el pedestal, para colocarlo es necesario doblar hacia afuera la membrana y posteriormente instalarlo, se fija con dos aro-sello; uno sobre la ranura y otro en la parte superior del cabezal.

Se agrega grasa de silicón en la ranura para aro-sello de la base del permeámetro al igual que en el aro-sello y en la parte inferior de la cámara de acrílico; la cámara se coloca sobre la base, girándola para hacer un mejor sello. La tapa de la cámara se prepara igual que la base, pero antes de dejarla sobre la cámara se sostiene sobre las varillas de la base y se une la línea de flujo que comunica la

muestra con la bureta superior a través de la tapa. Se asegura la tapa mediante los tornillos guiados de la cámara, a continuación, se conecta la tapa al suministro de contrapresión superior, verificando que la muestra esté aislada por ambos drenes y por el suministro de presión de confinamiento y se procede al llenado de la cámara con agua destilada y desaireada. La Figura 91 muestra la secuencia gráfica del montaje de las probetas inalteradas.



Figura 90. Formación de probetas por compactación estático.

Probeta remodelada. Este procedimiento de montaje se aplica tanto a las probetas formadas por compactación por amasado como a las probetas formadas por compactación estático. Una vez formada la probeta, se desmonta la muestra de la base de madera junto con el molde, sin dejar de aplicar vacío el pedestal se traslada a la base de la cámara en donde se atornilla. A continuación, se coloca el cabezal de la misma manera en que se hace con las probetas inalteradas. En seguida se quita el vacío aplicado y se retira el molde cuidadosamente para no afectar la estructura de la probeta.

Una vez que la probeta se encuentra segura, se procede a colocar la cámara de la misma manera que en las probetas inalteradas y se llena con agua destilada y desaireada. La Figura 92 muestra la secuencia gráfica del montaje de las probetas remodeladas.

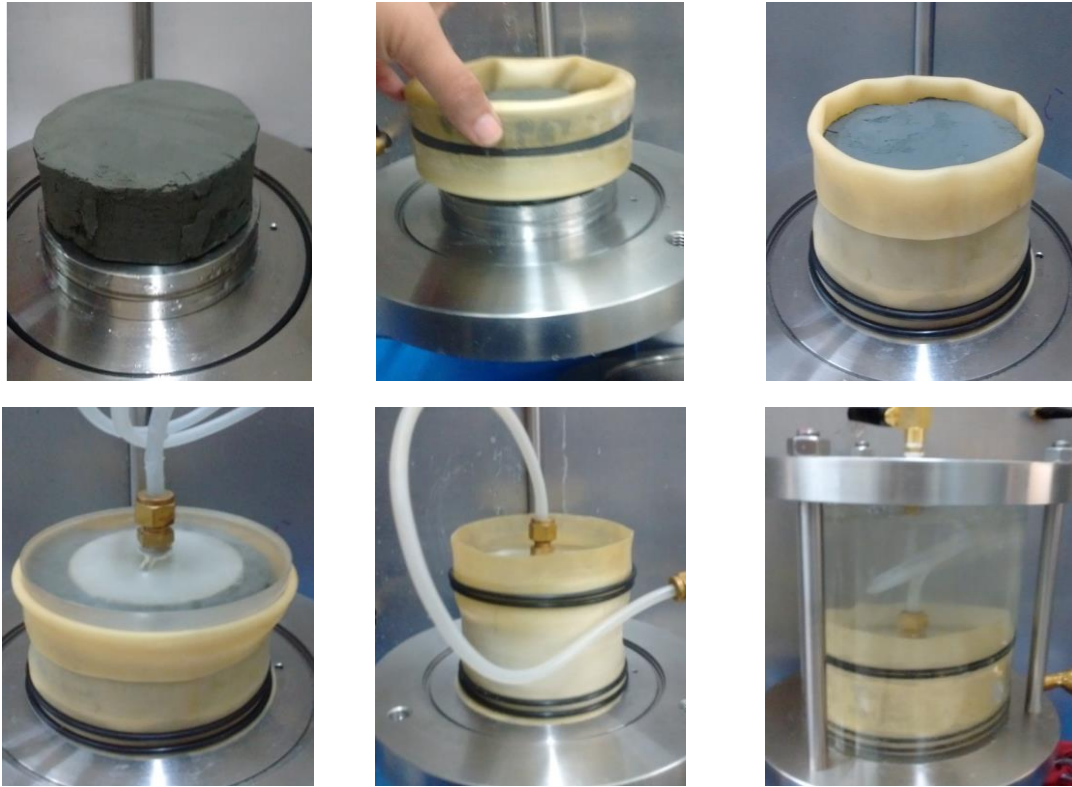


Figura 91. Montaje de probeta inalterada.

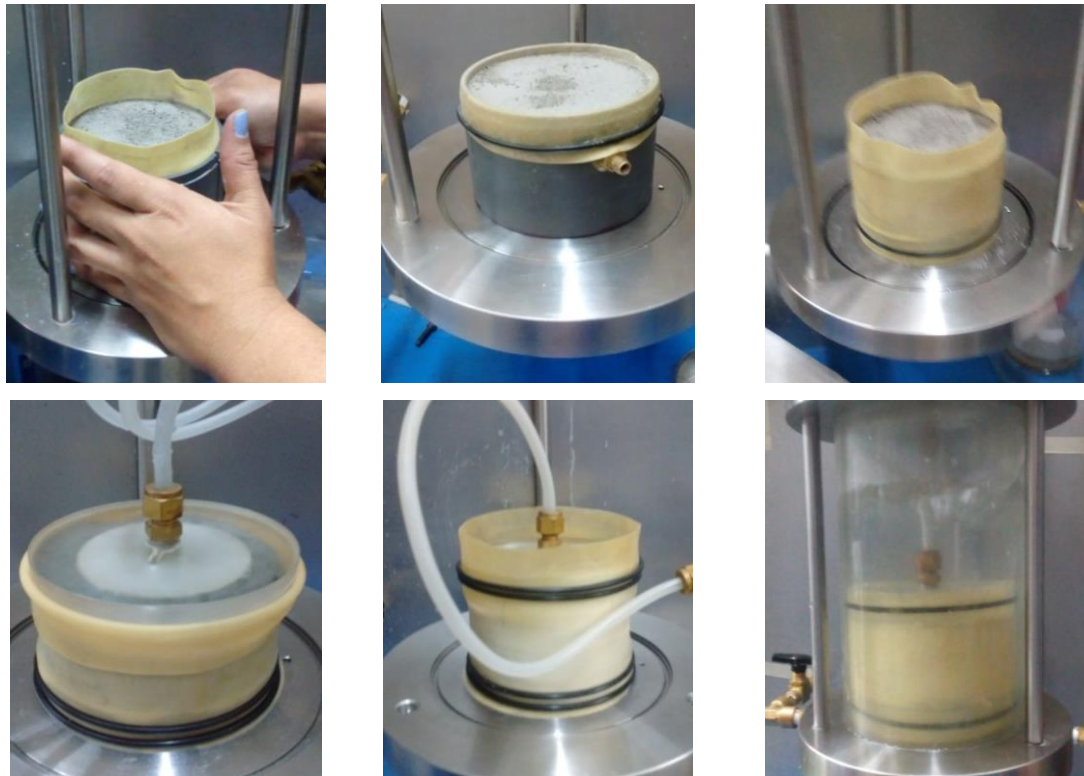


Figura 92. Montaje de probeta remodelada

V.4.3 Saturación por contrapresión

Las probetas ensayadas cuentan con grados de saturación elevados, debido que a medida que aumenta el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad aparente también se incrementa (Bowles, 1981). En este trabajo se buscó estudiar muestras saturadas; para ellos se hizo lo correspondiente para alcanzar grados de saturación mayores al 95%.

Para facilitar el proceso de saturación (previo a la saturación por contrapresión), se circula agua a través de la probeta, con el propósito de expulsar el mayor volumen de vacíos posible. El agua se suministra por el dren inferior y se descarga por el dren superior y recolectándola en la bureta superior; el proceso se suspende cuando el volumen circulado sea dos veces el volumen de la probeta.

El método de saturación por contrapresión, consiste básicamente en establecer incrementos de presión de confinamiento y de contrapresión inferior, manteniendo una diferencia entre ambos de 0.1 kg/cm², es decir, un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm².

El procedimiento descrito se repite dando incrementos en el confinamiento y la contrapresión de 0.5 kg/cm², manteniendo el esfuerzo efectivo, permitiendo un tiempo de aplicación de 10 a 15 minutos entre cada uno de ellos. En el caso del último incremento las presiones se dejarán 24 horas con el fin de asegurar un grado de saturación lo más cercano al 100%.

Todas las operaciones anteriores deben realizarse de manera interactiva con el programa de captura de datos. El programa se encarga de registrar el volumen de agua que entra en la probeta y las presiones aplicadas en cada incremento, así como de graficar la presión de confinamiento contra los cambios volumétricos (agua que entra a la muestra).

V.4.4 Medición de β de Skempton

Para verificar el grado de saturación de las probetas a ensayar, se lleva a cabo la medición del parámetro conocido como β de Skempton; esta medición se realiza bajo las condiciones finales de la saturación.

Para realizar este ensaye es necesario aislar la probeta y cerrar las válvulas de drenaje de la misma, se incrementa la presión de confinamiento (σ_3) 1.0 kg/cm² y la presión de poro se mantiene constante; se aplican las presiones a la probeta. Entonces tendremos un aumento en la presión de confinamiento $\Delta\sigma_3$ y de la misma manera tendremos un incremento en la presión de poro Δu . El parámetro de saturación β se define :

$$\beta = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad V. 1$$

La probeta se considera saturada cuando el parámetro β alcanza un valor igual o mayor a 0.96, una vez que se obtuvo este valor las condiciones de presión se restablecen a las condiciones finales de la saturación, de lo contrario, se regresa a la etapa saturación y se da otro incremento de presión.

Todas las operaciones anteriores se realizaron de manera interactiva con el programa de captura de datos.

V.4.5 Consolidación

Esta etapa inicia inmediatamente después de verificar que la probeta está saturada. Se aísla la muestra y se accede al programa en la pestaña de consolidación.

Se ajusta el nivel de agua de la bureta inferior y se hace un incremento en la presión de confinamiento, el primer esfuerzo efectivo aplicado es de 0.2 kg/cm². Para hacer la medición de la disipación de la presión de poro se cierra la válvula que se encuentra inmediatamente después del sensor para no permitir el drenaje en la parte superior de la probeta, aplicando el esfuerzo de confinamiento a la probeta, una vez que esta presión es uniforme se abre la válvula de drenaje

superior, cuando esta presión se encuentra estable se abre el drenaje inferior y se inicia el registro expulsión de agua (cambio de volumen en la bureta) en función del tiempo. La duración de la etapa de consolidación se determinó según las curvas de Taylor y Casagrande, una vez que se definiera la consolidación primaria o hayan transcurrido 24 horas.

Debido a que el ensayo es no destructivo, se aplicaron una serie de esfuerzos efectivos (0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5 y 3.2 kg/cm²).

V.4.6 Ensaye

Al terminar la consolidación se aísla la probeta y se abre la válvula que se encuentra inmediatamente después del sensor (contrapresión superior). Hasta el momento la contrapresión inferior y superior ha sido la misma, la válvula que comunica las buretas se cierra para independizarlas, con el fin de provocar el flujo de agua al interior de la probeta.

Se Ingresa en la ventana de etapa de *ensaye*, la forma en que se ejecuta el ensaye en el programa se encuentra en el apartado IV.5.2 Módulo de operación- etapa de ensaye.

El ensaye se realizó aplicando un flujo ascendente a través de la muestra, el nivel de agua en la bureta inferior se llena y el de la bureta superior se deja en su nivel más bajo, se fijan los valores de contrapresión inferior y superior, generando el gradiente hidráulico al que se haya determinado se mediría el coeficiente de permeabilidad. A continuación, se aplica el confinamiento y al mismo tiempo se abren las válvulas de los drenes y se inicia la toma de lecturas de permeabilidad en función del tiempo.

Las probetas fueron ensayadas con tres diferentes cargas hidráulicas 150, 250 y 350 cm de columna de agua. Una vez terminada esta etapa, la probeta se vuelve a consolidar y posteriormente a ensayar.

VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente trabajo se realizaron siete ensayos de permeabilidad de muestras inalteradas de jal, a partir de éstas se formaron las probetas remoldeadas con las mismas condiciones que las muestras integrales. Cada una de las muestras (inalteradas y remoldeadas) se reconsolidaron a los esfuerzos efectivos de 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5 y 3.2 kg/cm², para cada una de estas condiciones se obtuvo el coeficiente de permeabilidad con tres variaciones de carga hidráulica.

VI. 1 Relaciones volumétricas de probetas

En la Tabla 25 se presenta el resumen de las relaciones volumétricas iniciales de las probetas inalteradas y reconstituidas.

Tabla 25. Relaciones volumétricas iniciales de muestras ensayadas.

Muestras	w %	Gs	Gw %	e _n	n %	γ _d g/cm ³
<i>Muestras inalteradas</i>						
M 1	31.08	3.00	94.69	0.981	49.53	1.514
M 2	32.87	3.17	95.99	1.085	52.05	1.520
M 3	32.11	2.99	95.72	1.000	50.10	1.493
M 4	28.43	3.05	94.25	0.918	48.00	1.587
M 5	8.50	3.12	43.31	0.613	38.00	1.936
M 6	17.72	2.82	83.83	0.610	37.37	1.770
M 7	27.57	2.90	99.17	0.806	44.64	1.606
<i>Muestras remoldeadas</i>						
M 1	31.08	3.00	94.69	0.984	49.61	1.512
M 2	32.87	3.17	95.90	1.090	52.07	1.519
M 3	32.11	2.99	95.70	1.010	50.30	1.486
M 4	28.43	3.05	94.25	0.904	47.48	1.600
M 5	8.50	3.12	43.57	0.622	38.32	1.948
M 6	17.72	2.82	83.59	0.602	37.57	1.762
M 7	27.57	2.90	99.80	0.824	45.16	1.590

VI.2 Consolidación

Las muestras ensayadas en este trabajo alcanzaron valores de β de 0.96 o mayores durante el proceso de saturación. Se utilizaron seis niveles diferentes de esfuerzo efectivo para la consolidación de las muestras 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5 y 3.2 kg/cm²; a manera de poder comparar los resultados obtenidos de las diferentes pruebas se decidió que todas las muestras fueran ensayadas a los mismos niveles de esfuerzos.

En la Figura 93 se presentan las curvas de consolidación (inalterada y remoldeada) de la muestra M7, la duración de esta etapa se determinó una vez que se definió la consolidación primaria (a partir de las curvas de Taylor y Casagrande) o que se disipara el exceso de presión de poro. Se puede observar que para un mismo esfuerzo aplicado la muestra remoldeada expulsa un mayor volumen de agua, esto se puede deber a la deestructuración del material que forma la probeta remoldeada, las partículas finas dispersas en la muestra ofrecen menor resistencia al escape del agua que cuando

se encuentran juntas en capas delgadas. En general, la disipación del exceso de presión de poro comienza más rápido en la muestra remodelada tal como se muestra en la Figura 94.

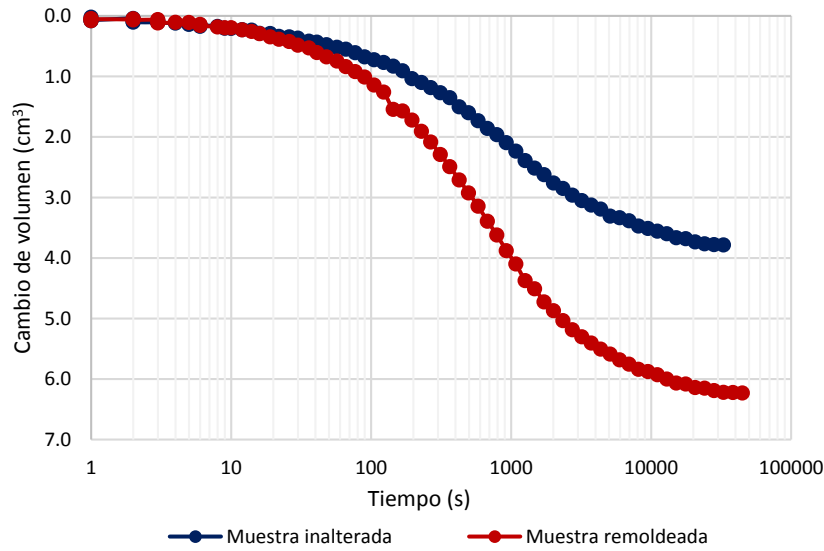


Figura 93. Curva de consolidación para la muestra M7 inalterada y remodelada consolidadas a un esfuerzo efectivo de $\sigma = 0.8 \text{ kg/cm}^2$.

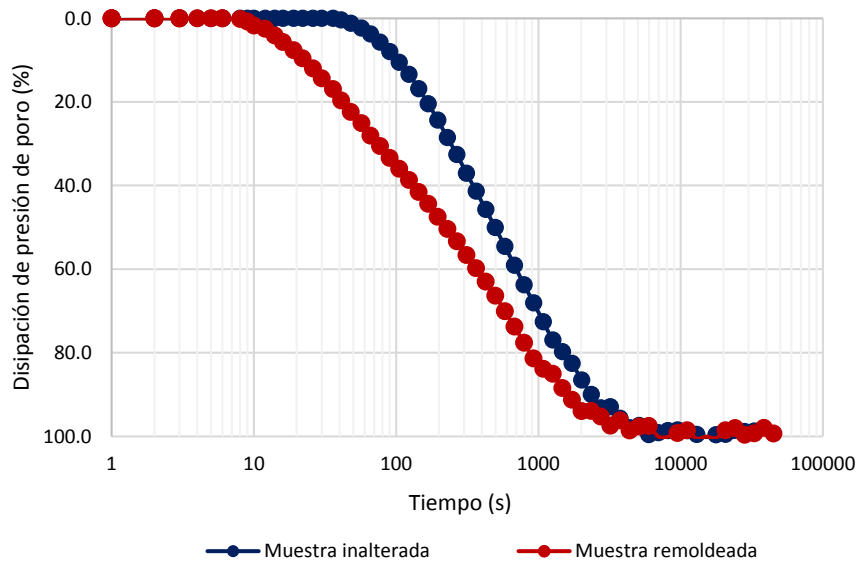


Figura 94. Curva de disipación de presión de poro para la muestra M7 inalterada y remodelada consolidadas a un esfuerzo efectivo de $\sigma' = 0.8 \text{ kg/cm}^2$.

Las muestras ensayadas (inalteradas y remodeladas) se reconsolidaron a los mismos esfuerzos efectivos (0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 2.5 y 3.2 kg/cm^2), con excepción de la muestra M1 que fue ensayada a diferentes esfuerzos efectivos (0.3, 0.6 y 1.2 kg/cm^2). Para cada incremento de esfuerzo efectivo se realizó el cálculo de las nuevas relaciones volumétricas por etapa, debido al cambio que presenta la muestras en la etapa de consolidación por la expulsión de agua. Debido a que la probeta se encuentra saturada la muestra sólo presenta dos fases: líquida y sólida, por lo tanto, el volumen de vacíos es igual al volumen del agua. Para cálculo de las nuevas relaciones volumétricas suponemos que la probeta sólo sufre cambios en su fase líquida, mientras la fase sólida se mantiene inalterada.

En las Tablas 26 y 27 se presentan los esfuerzos efectivos a los que fueron sometidas las muestras inalteradas y remoldeadas, así como un resumen de los resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad.

Tabla 26. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad en muestras inalteradas.

Probeta #	Porcentaje de finos %	(σ') kg/cm ²	(e_n)	(e)	(k) cm/s
<i>Inalteradas</i>					
MI 1	66	0.3	0.98	0.921	6.64×10^{-7}
		0.6		0.887	5.54×10^{-7}
		1.2		0.828	4.61×10^{-7}
MI 2	90	0.2	1.09	1.046	4.97×10^{-7}
		0.4		1.043	4.70×10^{-7}
		0.8		1.027	4.62×10^{-7}
		1.6		0.994	3.90×10^{-7}
		2.5		0.974	3.52×10^{-7}
		3.2		0.959	3.40×10^{-7}
MI 3	90	0.2	1.00	0.964	6.53×10^{-7}
		0.4		0.956	5.11×10^{-7}
		0.8		0.930	4.41×10^{-7}
		1.6		0.900	3.87×10^{-7}
		2.5		0.867	3.12×10^{-7}
		3.2		0.844	2.99×10^{-7}
MI 4	92	0.2	0.92	0.903	3.68×10^{-7}
		0.4		0.887	2.21×10^{-7}
		0.8		0.869	1.83×10^{-7}
		1.6		0.843	1.75×10^{-7}
		2.5		0.822	1.70×10^{-7}
MI 5	69	0.2	0.62	0.607	2.25×10^{-6}
		0.4		0.599	1.76×10^{-6}
		0.8		0.589	1.34×10^{-6}
		1.6		0.571	6.05×10^{-7}
		2.5		0.559	4.69×10^{-7}
MI 6	73	0.2	0.60	0.583	1.48×10^{-6}
		0.4		0.582	7.30×10^{-7}
		0.8		0.576	5.09×10^{-7}
		1.6		0.570	3.89×10^{-7}
		2.5		0.566	3.12×10^{-7}
MI 7	99	0.2	0.81	0.788	4.92×10^{-7}
		0.4		0.782	3.07×10^{-7}
		0.8		0.764	2.15×10^{-7}
		1.6		0.743	1.82×10^{-7}
		2.5		0.725	1.71×10^{-7}

Tabla 27. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad en muestras reconstituidas.

Probeta #	Porcentaje de finos %	(σ') kg/cm ²	(e_n)	(e)	(k) cm/s
MR 1	66	0.3	0.98	0.940	1.76×10^{-7}
		0.6		0.915	1.51×10^{-7}
		1.1		0.875	1.49×10^{-7}
MR 2	90	0.2	1.09	1.045	5.52×10^{-7}
		0.4		1.028	4.58×10^{-7}
		0.8		1.015	4.28×10^{-7}
		1.6		0.988	3.37×10^{-7}
		2.5		0.965	2.76×10^{-7}
		3.2		0.954	2.60×10^{-7}
		MR 3		90	0.2
0.4	0.941		1.82×10^{-6}		
0.8	0.892		1.42×10^{-6}		
1.6	0.838		9.39×10^{-7}		
2.5	0.799		7.93×10^{-7}		
3.2	0.780		6.95×10^{-7}		
MR 4	92	0.2	0.92	0.874	7.23×10^{-7}
		0.4		0.856	6.11×10^{-7}
		0.8		0.817	5.10×10^{-7}
		1.6		0.767	3.24×10^{-7}
		2.5		0.720	2.37×10^{-7}
MR 5	69	0.2	0.61	0.602	2.88×10^{-6}
		0.4		0.599	2.33×10^{-6}
		0.8		0.591	1.50×10^{-6}
		1.6		0.574	9.25×10^{-7}
		2.5		0.558	8.66×10^{-7}
MR 6	73	0.2	0.60	0.595	3.90×10^{-6}
		0.4		0.594	3.40×10^{-6}
		0.8		0.584	1.30×10^{-6}
		1.6		0.566	7.40×10^{-7}
		2.5		0.551	5.30×10^{-7}
MI 7	99	0.2	0.81	0.804	1.28×10^{-6}
		0.4		0.798	1.11×10^{-6}
		0.8		0.769	6.22×10^{-7}
		1.6		0.730	4.49×10^{-7}
		2.5		0.699	3.20×10^{-7}

La Figura 95 muestra la relación de esfuerzos efectivos a los que fueron sometidas las muestras de jal para los diferentes incrementos de esfuerzo, las muestras remoldeadas presentan una mayor disminución en la relación de vacíos que las muestras inalteradas.

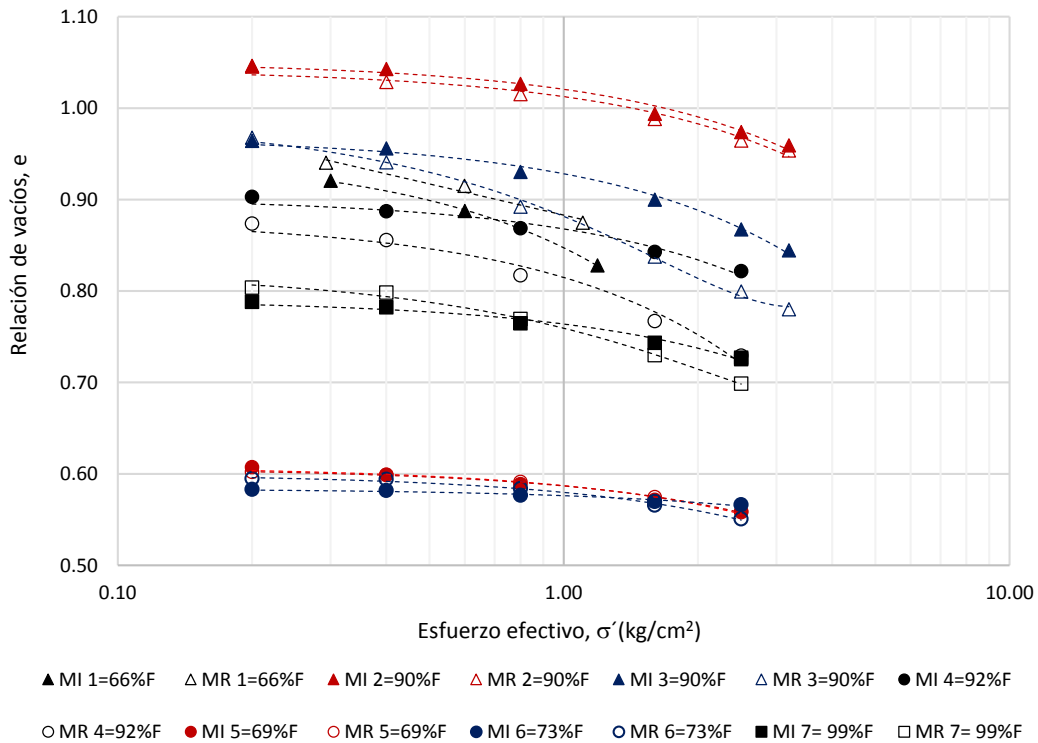


Figura 95. Curva de compresibilidad para las diferentes muestras inalteradas y remoldeadas ensayadas.

VI.3 Ensayes de permeabilidad

La conductividad hidráulica se midió inmediatamente después de concluida la etapa de consolidación, aplicando una diferencia de carga hidráulica constante a través de la muestra. El valor del coeficiente de permeabilidad se determinó utilizando la ecuación (II. 3) para el principio de carga constante para cada etapa de consolidación.

El software realiza el cálculo del coeficiente de permeabilidad con las condiciones y dimensiones iniciales de la probeta, por esta razón es necesario obtener el área de la probeta por etapa. Debido a que la cámara de ensaye no cuenta con sensores internos que puedan medir el cambio de dimensiones de la muestra, éstas se determinaron tomando en cuenta el cambio volumétrico que presenta la muestra durante las etapas de saturación y consolidación.

VI.3.1 Efecto de la carga hidráulica

El software hace un registro del coeficiente de permeabilidad parcial en un periodo de tiempo determinado, para fines de este trabajo se realizó el cálculo del coeficiente de permeabilidad acumulado, como se presenta en la Figura 96. La tendencia que presenta el coeficiente de permeabilidad a través del tiempo es prácticamente lineal.

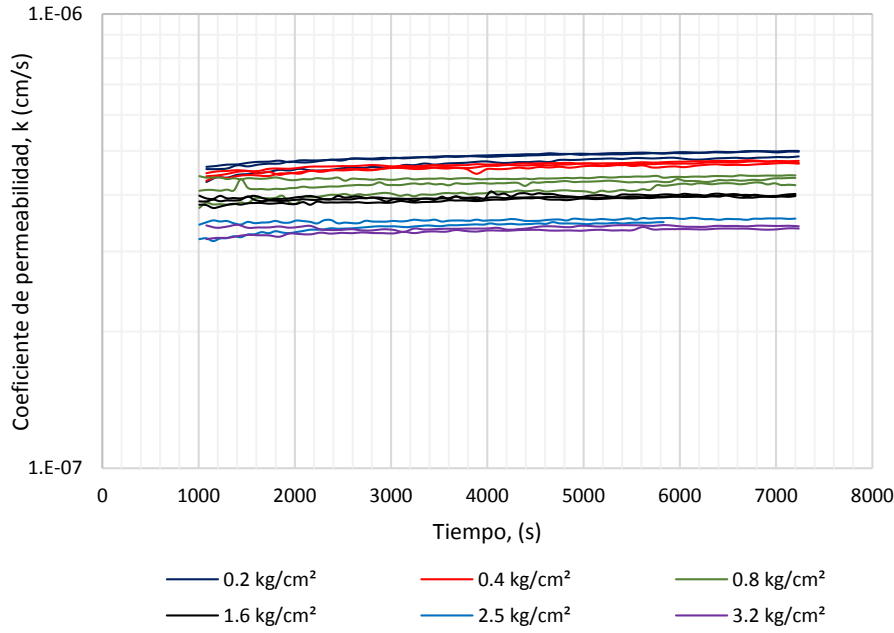


Figura 96. Curva de tiempo versus permeabilidad para la muestra inalterada M2.

Para cada esfuerzo de consolidación aplicado las muestras fueron ensayadas con tres diferentes cargas hidráulicas 150, 250 y 350 cm de columna de agua. Podemos observar en las Figuras 97 y 98 la variación del coeficiente de permeabilidad con la carga hidráulica, a medida que la carga hidráulica aumenta el coeficiente de permeabilidad crece, aunque este incremento es apenas perceptible y se encuentra en el mismo orden de magnitud.

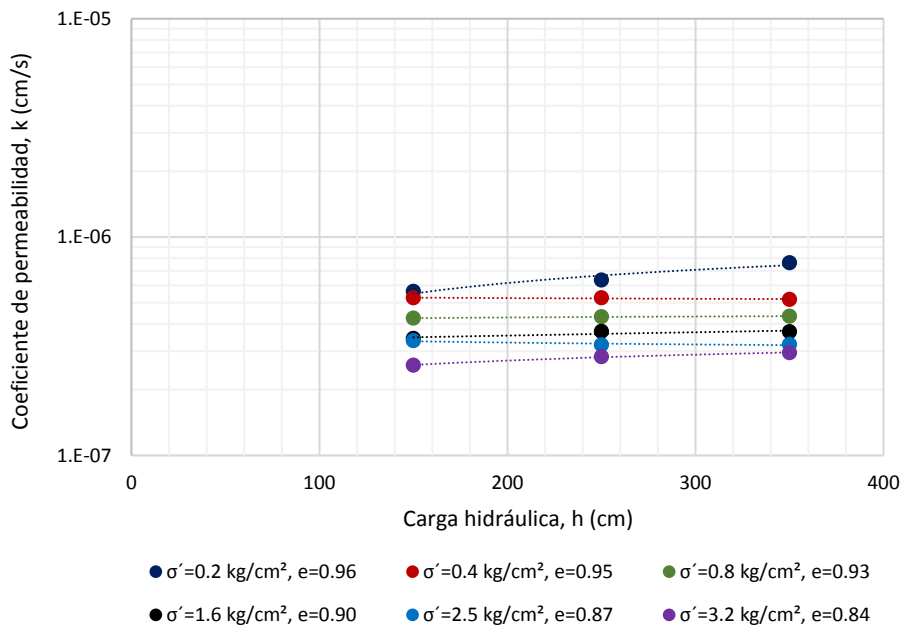


Figura 97. Coeficiente de permeabilidad vs carga hidráulica para la muestra inalterada M3.

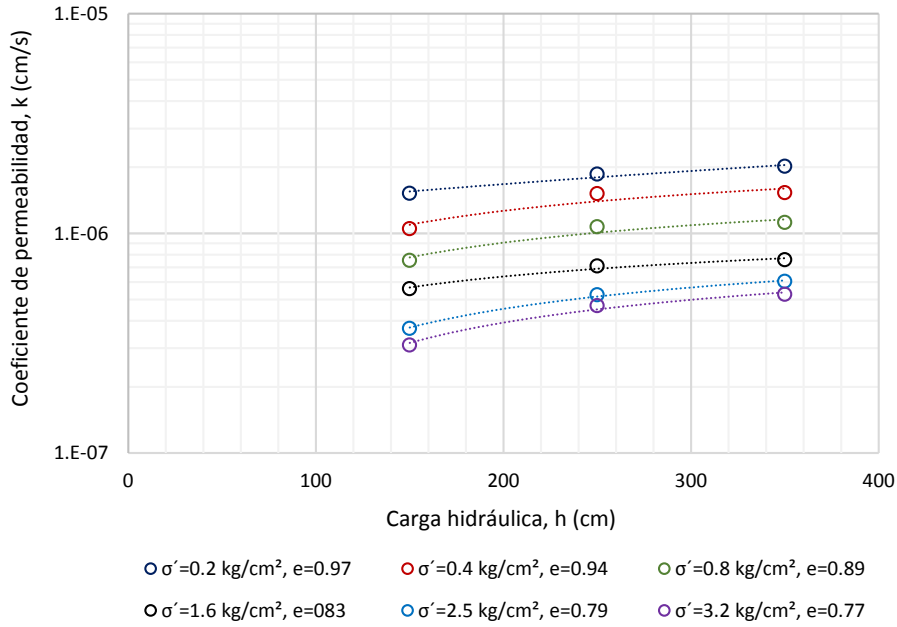


Figura 98. Coeficiente de permeabilidad vs carga hidráulica para la muestra remoldeada M3.

Con base en la ecuación de la ley de Darcy (II. 2). Se despeja el área transversal obteniendo:

$$\frac{Q}{A} = ki, \quad U = ki \tag{VI.1}$$

El término obtenido de la división del gasto y el área de la sección se le denomina velocidad de descarga, U .

Para obtener el coeficiente de permeabilidad por etapa se grafica (Figura 99) para cada incremento de esfuerzo, el gradiente hidráulico (abscisas) vs la velocidad de descarga (ordenadas) en un gráfico logarítmico para los tres incrementos de carga hidráulica. La pendiente de la recta es igual al coeficiente de permeabilidad por etapa.

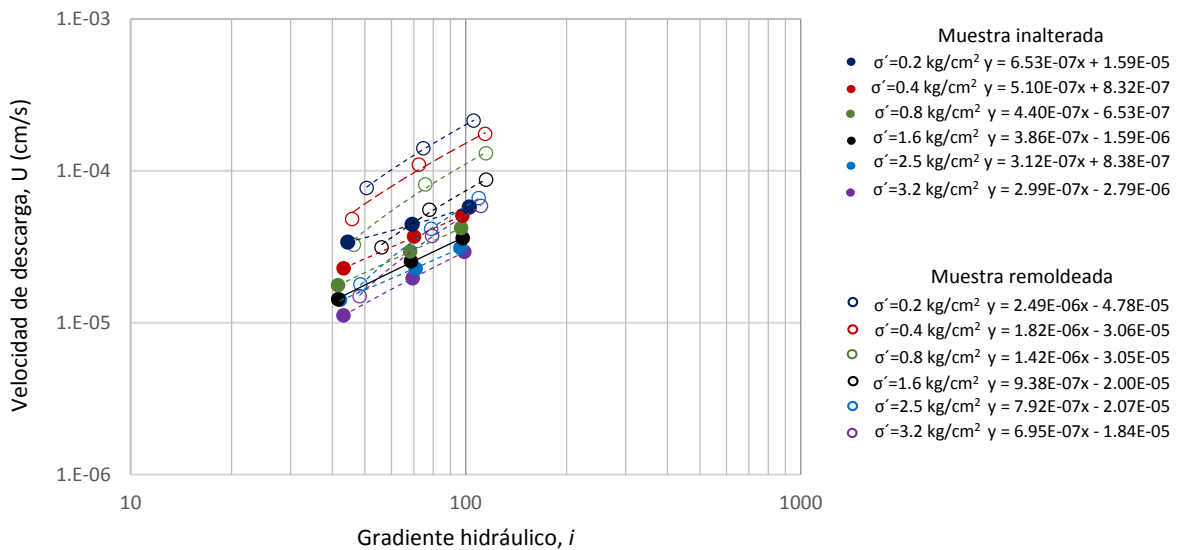


Figura 99. Obtención del coeficiente de permeabilidad por etapa para la muestra M3.

En la Tabla 28 se encuentran los resultados de un ensaye de permeabilidad para la muestra M3, con las tres mediciones de carga hidráulica y el coeficiente de permeabilidad obtenido por etapa.

Tabla 28. Resultados de ensayes de permeabilidad con aumento de carga hidráulica para la muestra ensayada M3.

Etapa #	σ' kg/cm²	h cm	k cm/s	k cm/s	k cm/s	k cm/s
			<i>Muestra inalterada</i>		<i>Muestra remoldeada</i>	
1	0.2	150	5.63 x10 ⁻⁷		1.52 x10 ⁻⁶	
		250	6.34 x10 ⁻⁷	6.53x10 ⁻⁷	1.86 x10 ⁻⁶	2.49x10 ⁻⁶
		350	7.62 x10 ⁻⁷		2.02 x10 ⁻⁶	
2	0.4	150	5.26 x10 ⁻⁷		1.05 x10 ⁻⁶	
		250	5.26 x10 ⁻⁷	5.11x10 ⁻⁷	1.51 x10 ⁻⁶	1.82x10 ⁻⁶
		350	5.18 x10 ⁻⁷		1.53 x10 ⁻⁶	
3	0.8	150	4.25 x10 ⁻⁷		7.52 x10 ⁻⁷	
		250	4.31 x10 ⁻⁷	4.41x10 ⁻⁷	1.07 x10 ⁻⁶	1.41x10 ⁻⁶
		350	4.34 x10 ⁻⁷		1.12 x10 ⁻⁶	
4	1.6	150	3.43 x10 ⁻⁷		5.59 x10 ⁻⁷	
		250	3.69 x10 ⁻⁷	3.87x10 ⁻⁷	7.10 x10 ⁻⁷	9.39x10 ⁻⁷
		350	3.68 x10 ⁻⁷		7.58 x10 ⁻⁷	
5	2.5	150	3.35 x10 ⁻⁷		3.69 x10 ⁻⁷	
		250	3.20 x10 ⁻⁷	3.12x10 ⁻⁷	5.25 x10 ⁻⁷	7.93x10 ⁻⁷
		350	3.22 x10 ⁻⁷		6.04 x10 ⁻⁷	
6	3.2	150	2.59 x10 ⁻⁷		3.10 x10 ⁻⁷	
		250	2.83 x10 ⁻⁷	2.99x10 ⁻⁷	4.68 x10 ⁻⁷	6.95x10 ⁻⁷
		350	2.95 x10 ⁻⁷		5.28 x10 ⁻⁷	

VI.3.2 Efecto de la relación de vacíos

El esfuerzo efectivo y la relación de vacíos son dos factores que se encuentran ligados e influyen directamente en el coeficiente de permeabilidad. Al aumentar el esfuerzo de confinamiento en la muestra, esta se densifica y disminuye su volumen de vacíos; al disminuir el volumen de vacíos menor es la permeabilidad en la muestra ya que disminuye el área por donde circula el agua.

Como se puede observar en la Figura 100 la muestra inalterada M3 presenta una relación de vacíos entre 0.96 a 0.84 y el rango de la conductividad hidráulica varía de 6.53x10⁻⁷ a 2.99 x10⁻⁷ cm/s. La muestra remoldeada M3 presenta una relación de vacíos entre 0.97 a 0.78 y el rango de la conductividad hidráulica varía de 2.49x10⁻⁶ a 6.95 x10⁻⁷ cm/s, ambas muestras tienen el mismo comportamiento, conforme aumenta el esfuerzo efectivo disminuye el coeficiente de permeabilidad.

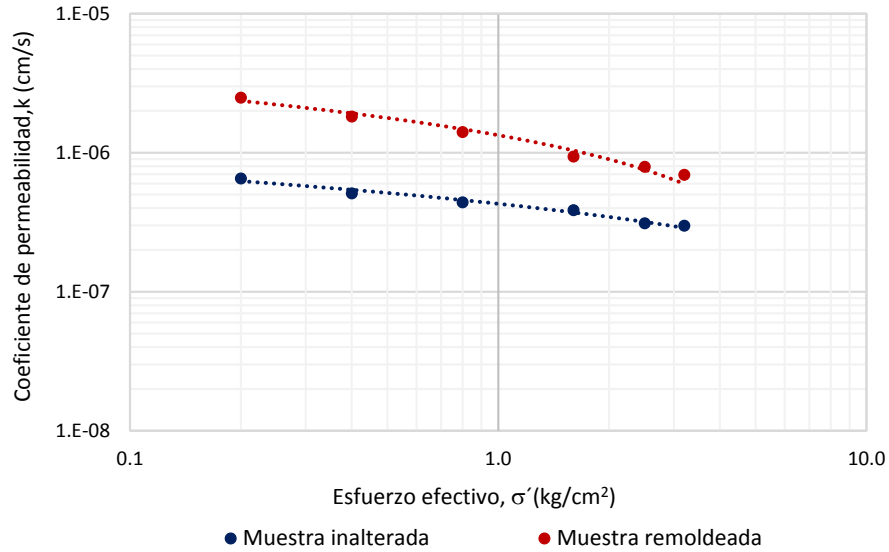


Figura 100. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad para la muestra M3.

Uno de los objetivos de este trabajo es determinar si el valor del coeficiente de permeabilidad en las muestras inalteradas y remoldeadas es equivalente. En el caso de las muestras remoldeadas formadas por el método de compactación estático, el valor del coeficiente de permeabilidad obtenido es mayor que el de la muestra inalterada en un rango de 1 a 4 veces. Por otro lado para las muestras remoldeadas formadas por el método de compactación por amasado se obtuvieron valores de k menores que en las muestras inalteradas en un rango de 0.25 a 1 veces. Lo expresado en este párrafo se representa en la Figura 101.

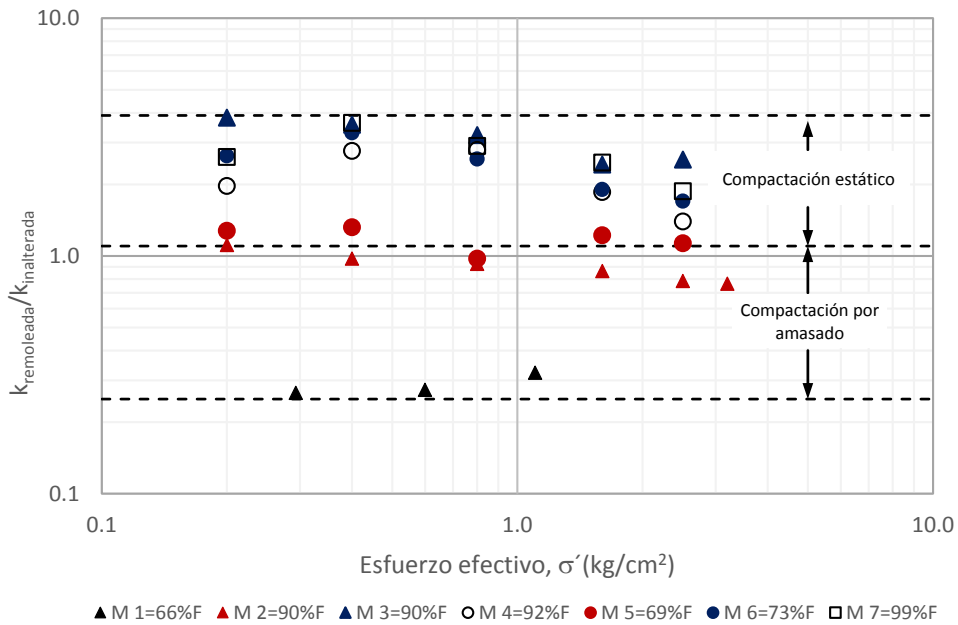


Figura 101. $k_{remoldeada}/k_{inalterada}$ vs esfuerzo efectivo para muestras formadas por compactación por amasado.

En la Figura 102 se muestra la variación del coeficiente de permeabilidad respecto al esfuerzo efectivo para las muestras ensayadas.

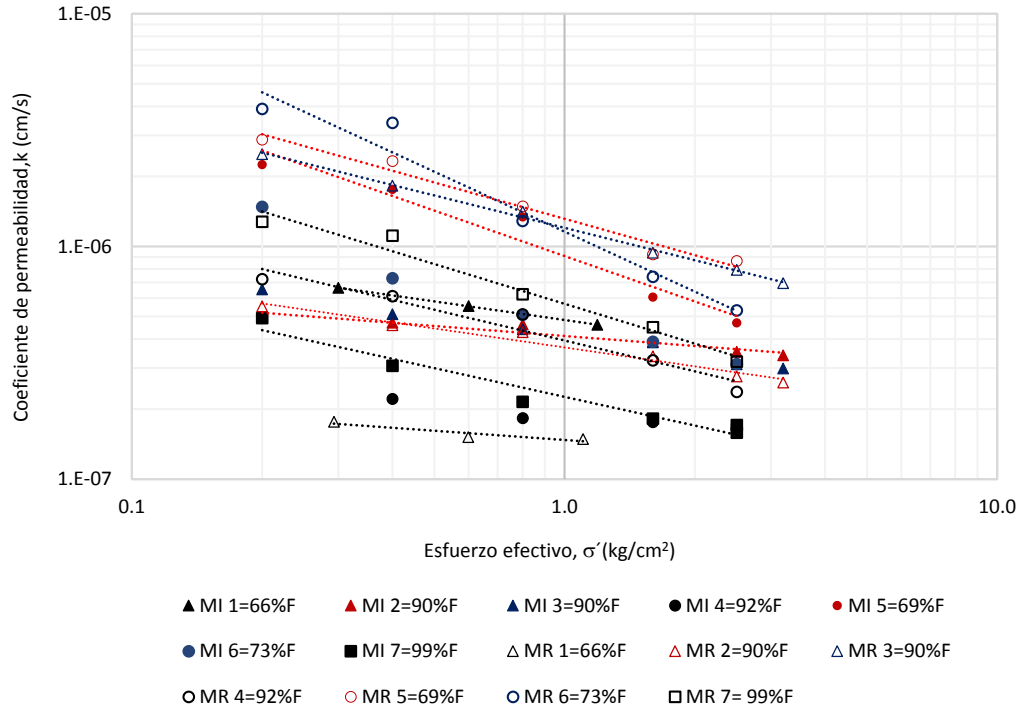


Figura 102. Esfuerzo efectivo versus permeabilidad de muestras inalteradas y remoldeadas ensayadas.

La influencia de la relación de vacíos en el coeficiente de permeabilidad se muestra en la Figura 103. La muestra inalterada M6 presenta una variación en la relación de vacíos entre 0.58 a 0.56, el coeficiente de permeabilidad varía de 1.48×10^{-6} a 3.12×10^{-7} cm/s, mientras que la muestra remoldeada tiene un rango en la relación de vacíos de 0.59 a 0.55, el coeficiente de permeabilidad varía de 3.90×10^{-6} a 5.30×10^{-7} cm/s, es clara la influencia de este factor en el coeficiente de permeabilidad.

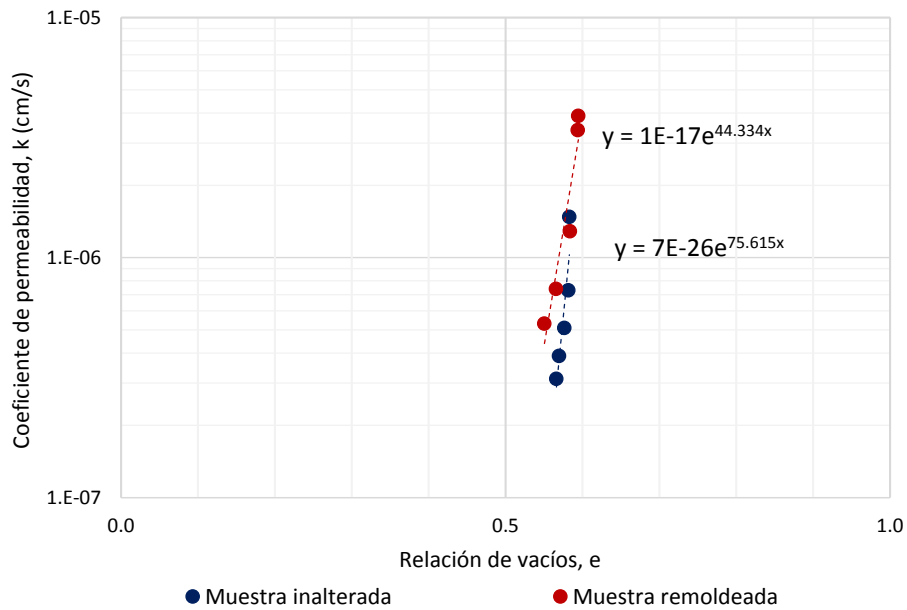


Figura 103. Variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la relación de vacíos en la muestra M6.

La pendiente en ambas pruebas es similar, pero estas pendientes cambian para cada par de muestras, por lo que no se puede generalizar una ecuación para el cálculo de k . Los resultados obtenidos de estas pruebas se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29. Resultados de la variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la relación de vacíos en la muestra M3.

Etapa #	σ' kg/cm ²	e	k cm/s	e	k cm/s
			<i>Muestra inalterada</i>		<i>Muestra remoldeada</i>
1	0.2	0.583	1.48x10 ⁻⁶	0.595	3.90 x10 ⁻⁶
2	0.4	0.582	7.30x10 ⁻⁷	0.594	3.40 x10 ⁻⁶
3	0.8	0.576	5.09x10 ⁻⁷	0.584	1.30 x10 ⁻⁶
4	1.6	0.570	3.89x10 ⁻⁷	0.566	7.40 x10 ⁻⁷
5	2.5	0.566	3.12x10 ⁻⁷	0.551	5.30 x10 ⁻⁷

De acuerdo con Qui y Segó (2000), la correlación entre la relación de vacíos y la conductividad hidráulica de los jales es casi lineal y se puede observar en los resultados obtenidos que se muestran en la Figura 104.

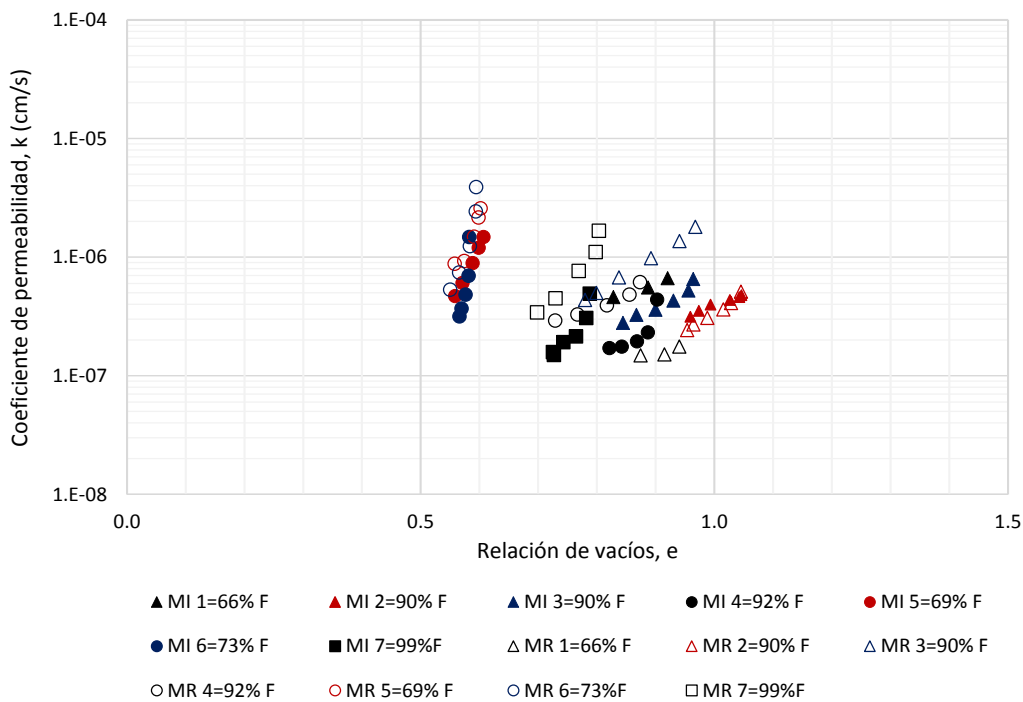
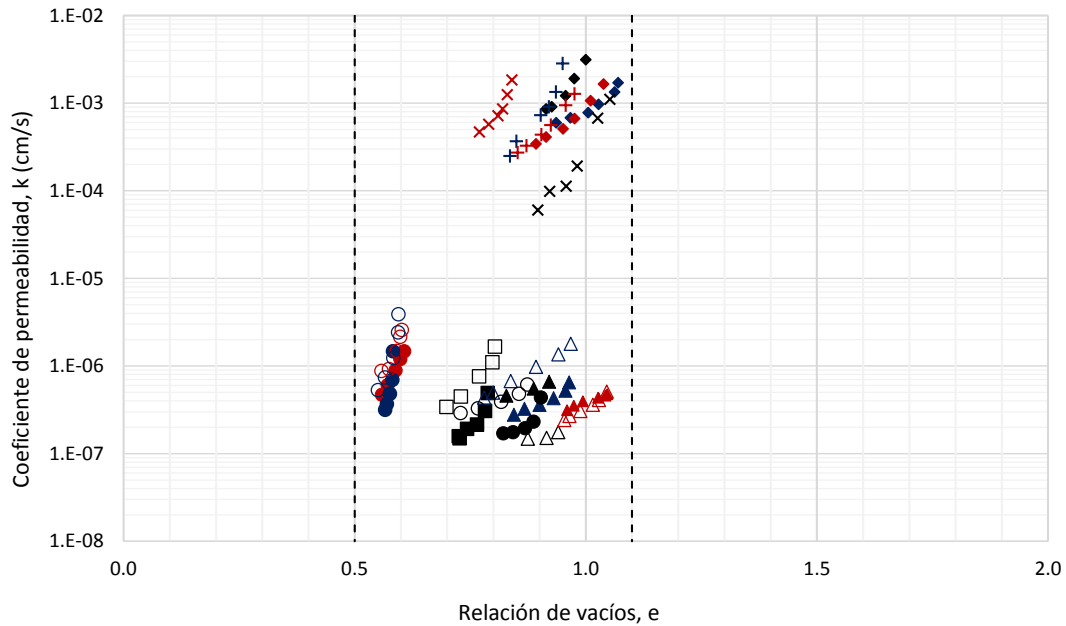


Figura 104. Influencia de la relación de vacíos en la permeabilidad.

En la Figura 105 se presentan los resultados obtenidos por Acevedo (2017) comparándolos con los del presente estudio. Las muestras ensayadas por Acevedo (2017) presentan un rango de relación vacíos de entre 1.07 a 0.77 (con un contenido de finos de 15%), el coeficiente de permeabilidad varía en dos órdenes de magnitud entre 10⁻³ a 10⁻⁵ cm/s. La relación de vacíos de los jales ensayados en el presente estudio se encuentra entre 1.1 a 0.55 (con porcentajes de finos entre 60 y 99%), el coeficiente de permeabilidad varía en un orden de magnitud entre 10⁻⁶ a 10⁻⁷ cm/s. Es posible apreciar en la figura que los resultados obtenidos en ambos trabajos a pesar de tener una relación de vacíos muy similar el factor que está influyendo en la permeabilidad es el contenido de finos.



Muestras inalteradas (Presente estudio)		Muestras remoldeadas (Presente estudio)		Acevedo, 2017	
▲ MI 1=66% F	▲ MI 2=90% F	△ MR 1=66% F	△ MR 2=90% F	◆ M1= 15%F	◆ M2= 15%F
▲ MI 3=90% F	● MI 4=92% F	△ MR 3=90% F	○ MR 4=92% F	× M3= 15%F	+ M4= 15%F
● MI 5=69% F	● MI 6=73% F	○ MR 5=69% F	○ MR 6=73%F	◆ M5= 15%F	+ M6= 15%F
■ MI 7=99%F		□ MR 7=99%F		× M7= 15%F	

Figura 105. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para jales con diferentes contenidos de finos.

VI.3.3 Efecto del contenido de finos

Cuanto más finas sean las partículas que se encuentran en un suelo, la permeabilidad será menor (Vick, 1990). Las muestras MI 1 y MI 7 se encuentran en los extremos del contenido de finos para las muestras ensayadas (Figura 106), uno tiene 66% y otro 99% respectivamente. El coeficiente de permeabilidad para la muestra MI 1 es de 6.64×10^{-7} cm/s y para la muestra MI 7 es de 4.92×10^{-7} cm/s; destacando la importancia de este factor en el coeficiente de permeabilidad.

Para examinar la permeabilidad de un material es posible correlacionarlo con la cantidad de finos presentes (Mittal, 1975). En la Figura 106 también podemos comparar las muestras con mayor contenidos de finos (MI 2, MI 3, MI 4 y MI 7). Las muestras MI 2 y MI 3 presentan un contenido de finos del 90% con relaciones de vacíos después de la primera etapa de consolidación de 1.04 y 0.96 respectivamente, el coeficiente de permeabilidad correspondiente a esta etapa es de 4.97×10^{-7} y 6.53×10^{-7} cm/s. Para el ensaye MI 4 se obtuvo un valor del coeficiente de permeabilidad de 3.68×10^{-7} cm/s cuya relación de vacíos es de 0.90 y su contenido de finos es de 92%, la muestra MI 7 tiene una relación de vacíos de 0.78 y contenido de finos de 99%, se obtuvo un coeficiente de permeabilidad de 4.92×10^{-7} cm/s.

En resumen, para las muestras inalteradas con contenidos de finos más bajos (66 a 73%) el coeficiente de permeabilidad varía de 1.48×10^{-6} a 3.12×10^{-7} cm/s, en el caso de las muestras con un porcentaje de finos más alto (90 a 99%) se obtienen permeabilidades más bajas entre 6.53×10^{-7} a 1.70×10^{-7} cm/s. Por otro lado, las muestras remoldeadas exhiben una permeabilidad más alta que las probetas inalteradas; para las muestras con los contenidos de finos más bajos se obtuvieron

permeabilidades en el orden de 3.90×10^{-6} a 1.49×10^{-7} cm/s, y para las muestras con contenido de finos más altos el coeficiente de permeabilidad varía entre 2.49×10^{-6} a 2.37×10^{-7} cm/s, denotando la influencia que puede tener este parámetro en el valor de k .

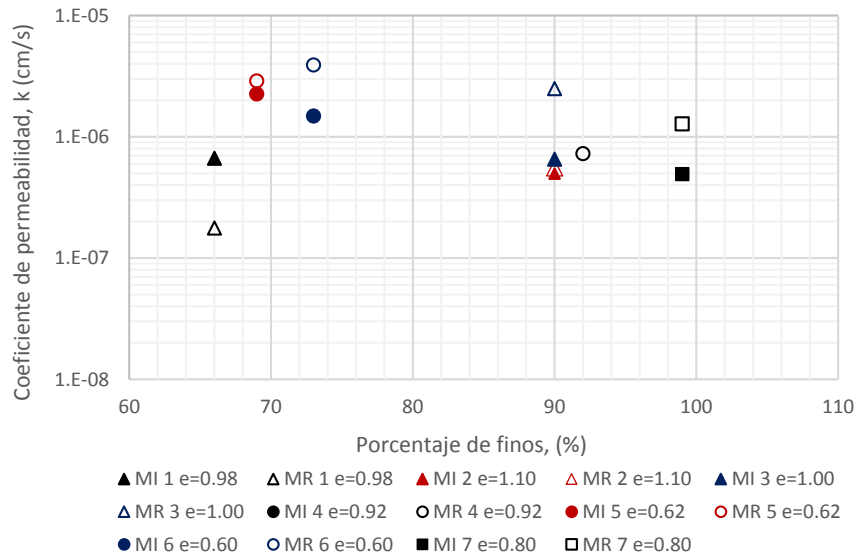


Figura 106. Permeabilidad en función del contenido de finos para muestras ensayadas.

Los resultados obtenidos de las pruebas realizadas en el permeámetro de carga constante tanto para muestras inalteradas como remoldeadas son congruentes con las presentadas por Valenzuela (2015) para jales con contenidos de finos de 40 a 99% como se puede observar en las Figuras 107 y 108.

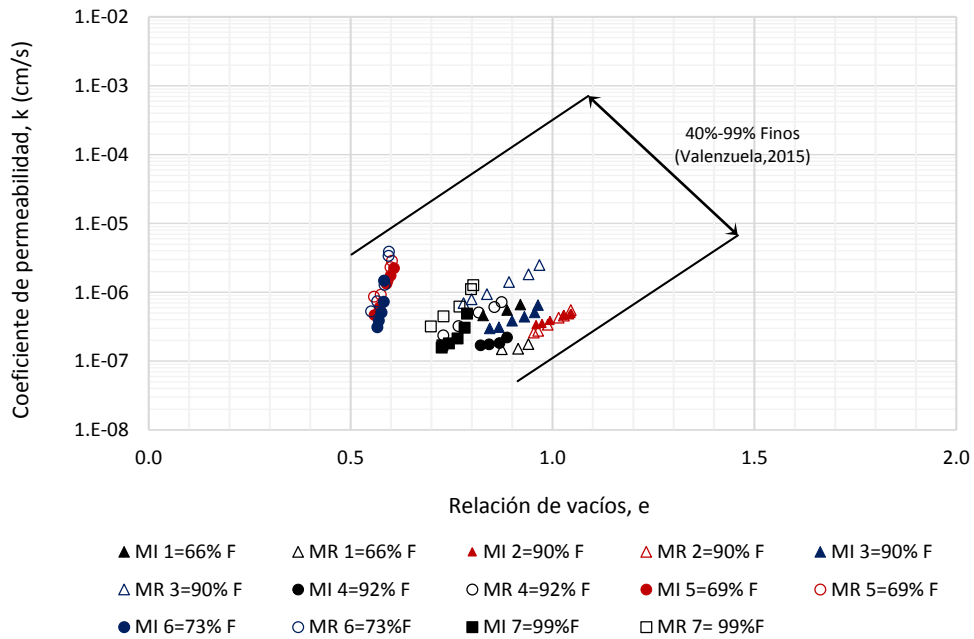


Figura 107. Permeabilidad en función del contenido de finos para muestras de jal ensayadas.

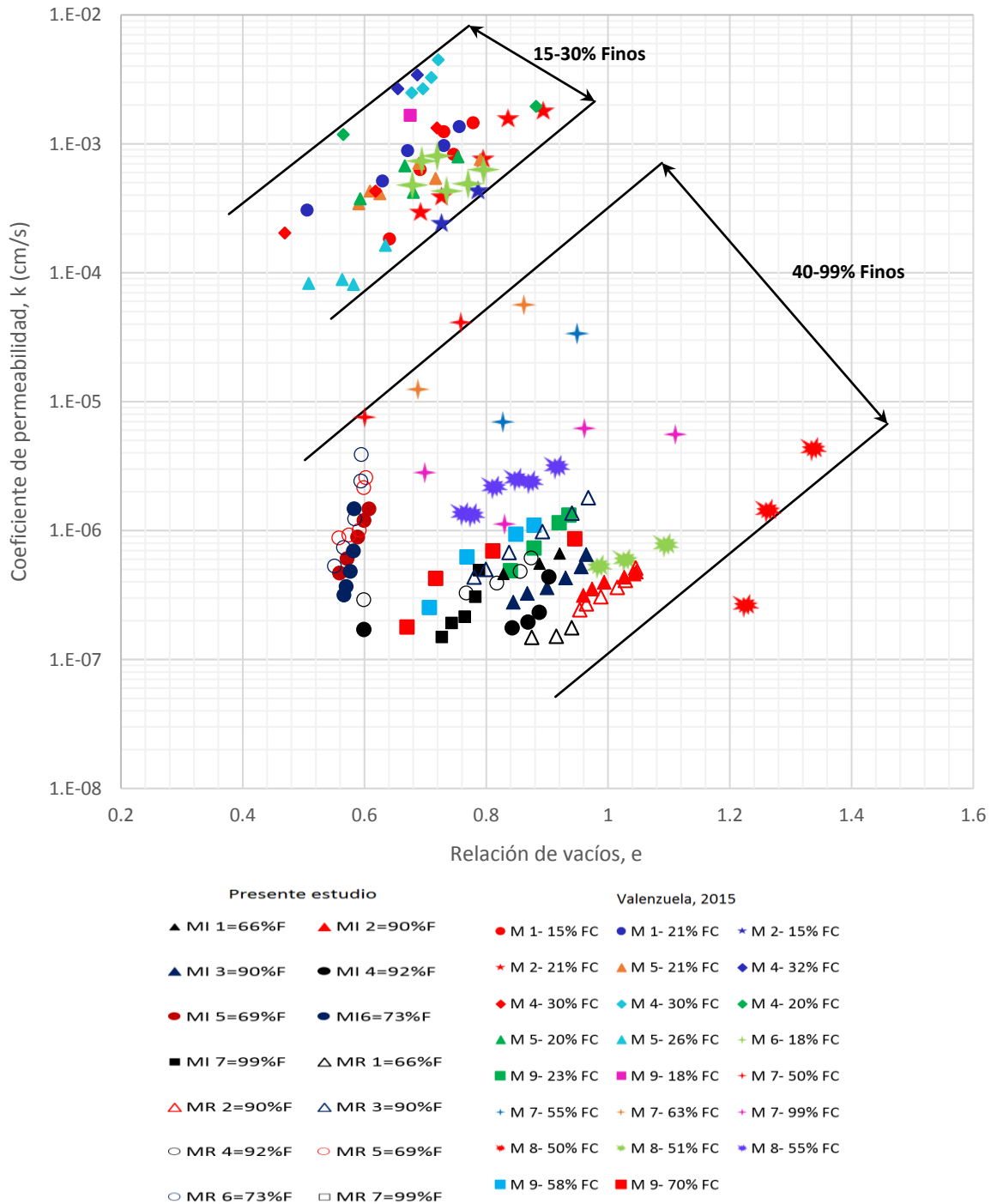


Figura 108. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para jales con diferentes contenidos de finos.

VI.3.4 Efecto del método de compactación en el coeficiente de permeabilidad

Chapuis *et al.* (1989) presentaron resultados de pruebas de laboratorio sobre cómo la densificación influye en la anisotropía hidráulica del suelo. Como ya se había mencionado para la formación de las probetas remoldeadas se emplearon dos métodos de compactación: por amasado y estático. Las probetas remoldeadas formadas por el método de amasado, obtuvieron permeabilidades menores que las muestras inalteradas, quedando al lado izquierdo de la línea de igualdad de la Figura 109.

De acuerdo con la literatura las muestras remoldeadas son más permeables que las inalteradas, debido a que las partículas finas tienen un menor impacto cuando están mezcladas en toda la muestra. Las probetas formadas por el método de compactación estática tienen una mayor permeabilidad que las muestras inalteradas, localizándose al costado derecho de la línea de igualdad.

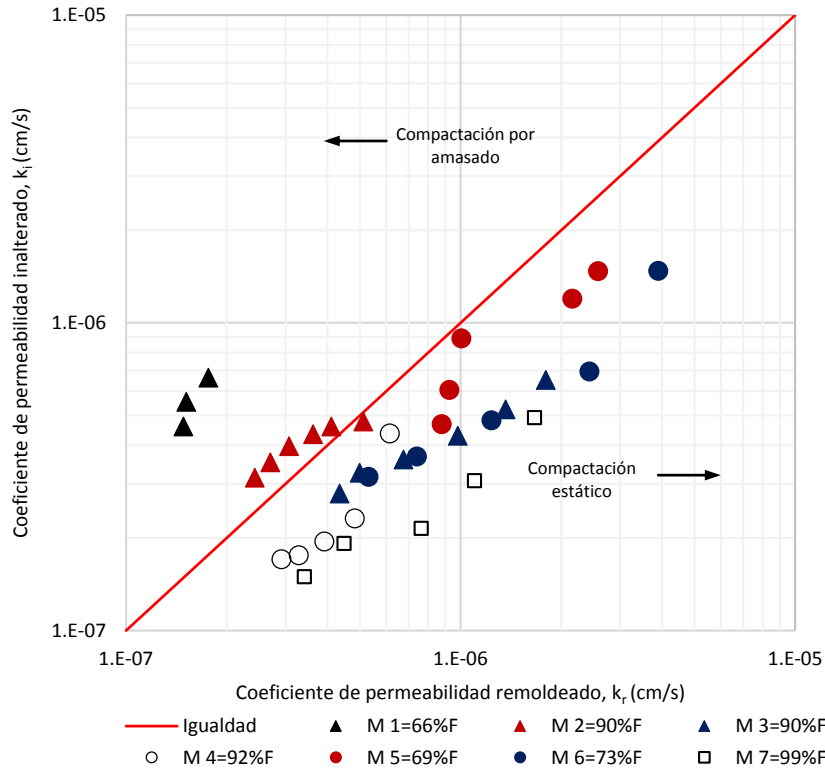


Figura 109. Efecto del método de compactación en el coeficiente de permeabilidad en muestras ensayadas.

VI.3.5 Permeabilidad en muestras inalteradas y remoldeada

La Tabla 30 presenta los resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad para muestras inalteradas y remoldeadas, aunque la permeabilidad en las muestras remoldeadas es mayor podemos observar que este valor para ambas muestras se encuentra en el mismo rango de valores de 10^{-6} a 10^{-7} cm/s. De acuerdo con Bussiére (2004), los valores de k para muestras inalteradas y remoldeadas de jal de grano fino por lo general varían entre 1×10^{-4} y 1×10^{-7} cm/s. Los resultados obtenidos en el presente estudio se muestran en la Figura 110 y se comparan con los valores del coeficiente de permeabilidad para muestras inalteradas y remoldeadas de jal encontradas en la literatura.

Tabla 30. Resultados obtenidos de ensayos de permeabilidad para muestra inalteradas y remoldeadas.

Muestra	e	Clasificación (SUCS)	k _{SAT} (cm/s)
<i>Muestras inalteradas</i>			
M1	0.98-0.82	CL Arcilla de baja plasticidad arenosa	6.64X10 ⁻⁷ a 4.61X10 ⁻⁷
M2	1.10-0.95	CL-ML Arcilla limo arenosa	4.97X10 ⁻⁷ a 3.40X10 ⁻⁷
M3	1.00-0.84	CL-ML Arcilla limo arenosa	6.53X10 ⁻⁷ a 2.99X10 ⁻⁷
M4	0.92-0.6	ML -Limo de baja plasticidad	3.68X10 ⁻⁷ a 1.70X10 ⁻⁷
M5	0.62-1.09	CL-ML Arcilla limo arenosa	2.25X10 ⁻⁶ a 4.69X10 ⁻⁷
M6	0.60-0.56	CL- Arcilla de baja plasticidad arenosa	1.48X10 ⁻⁶ a 3.12X10 ⁻⁷
M7	0.80-0.72	CL- Arcilla de baja plasticidad	4.92X10 ⁻⁷ a 1.71X10 ⁻⁷
<i>Muestras remoldeadas</i>			
M1	0.98-0.88	CL Arcilla de baja plasticidad arenosa	1.76X10 ⁻⁷ a 1.49X10 ⁻⁷
M2	1.10-0.95	CL-ML Arcilla limo arenosa	5.52X10 ⁻⁷ a 2.60X10 ⁻⁷
M3	1.00-0.78	CL-ML Arcilla limo arenosa	2.49X10 ⁻⁶ a 6.95X10 ⁻⁷
M4	0.92-0.60	ML -Limo de baja plasticidad	7.23X10 ⁻⁷ a 2.37X10 ⁻⁷
M5	0.62-1.09	CL-ML Arcilla limo arenosa	2.88X10 ⁻⁶ a 8.66X10 ⁻⁷
M6	0.60-0.55	CL- Arcilla de baja plasticidad arenosa	3.90X10 ⁻⁶ a 5.30X10 ⁻⁷
M7	0.81-0.69	CL- Arcilla de baja plasticidad	1.28X10 ⁻⁶ a 3.20X10 ⁻⁷

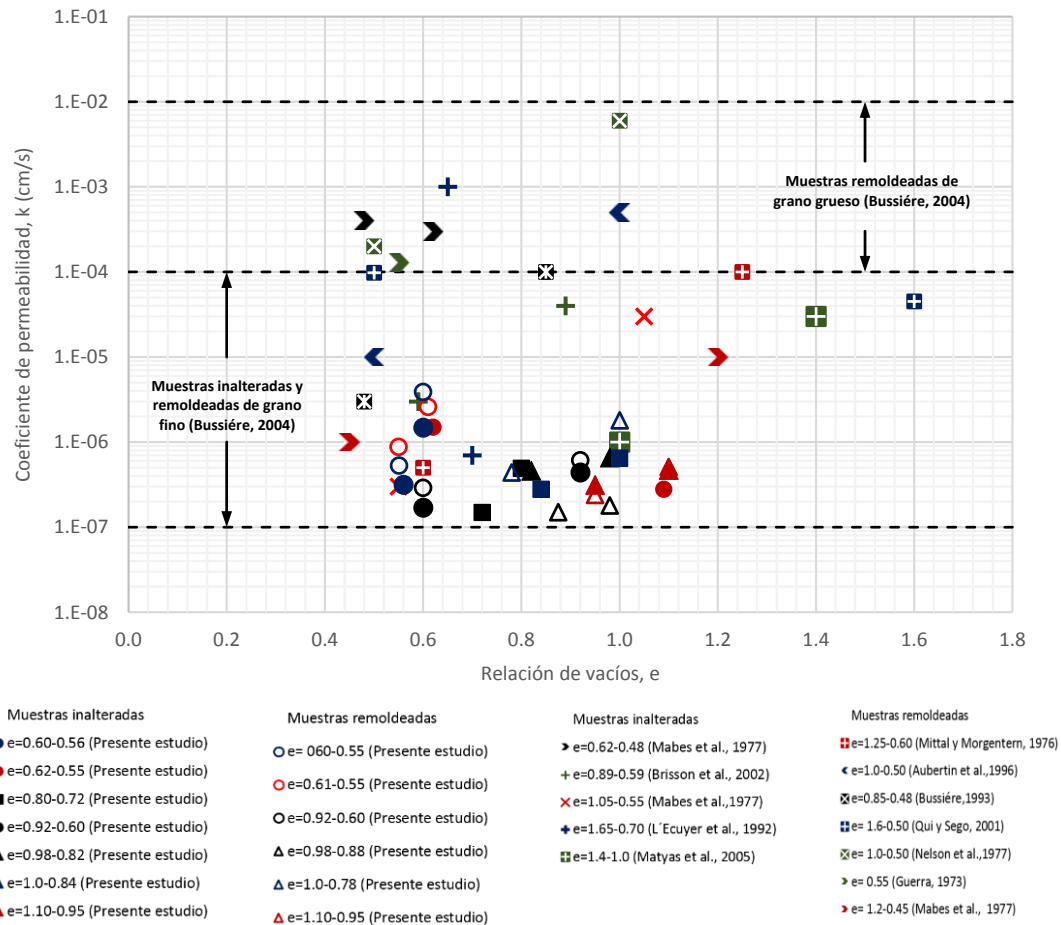


Figura 110. Permeabilidad en función de la relación de vacíos para muestras inalteradas y remoldeadas comparadas con los resultados obtenidos por Bussiére, 2004.

VII. CONCLUSIONES

Los jales estudiados procedentes de la presa “Las Guásimas” presentan una densidad de sólidos en el rango de 2.8 a 3.17. La probeta ensayada más densa muestra una relación de vacíos de 0.60 mientras que la probeta más suelta la relación de vacíos es iguala a 1.1.

La distribución granulométrica se realizó mediante el procedimiento de tamizado por vía húmeda y debido al alto contenido de finos (por encima del 65%) se llevó a cabo el análisis vía hidrómetro. De acuerdo con el SUCS los jales se clasificaron como CL Arcilla de baja plasticidad arenosa (M1 y M6), CL-ML Arcilla limoarenosa (M2, M3 y M5), ML -Limo de baja plasticidad (M4) y CL- Arcilla de baja plasticidad (M7).

En la etapa de montaje, las probetas ensayadas contaban con grados de saturación elevados (entre 83 y 99%), en este trabajo se buscó estudiar muestras saturadas, para ellos se hizo lo correspondiente para alcanzar grados de saturación mayores al 95%.

Conocidas las relaciones volumétricas y gravimétricas iniciales de las probetas inalteradas se reproducen para formar las probetas reconstituidas utilizando los métodos de compactación por amasado y el de compactación estático.

Para cada esfuerzo de consolidación aplicado las muestras fueron ensayadas con tres diferentes cargas hidráulicas 150, 250 y 350 cm de columna de agua. A medida que la carga hidráulica aumenta el coeficiente de permeabilidad crece, aunque este incremento es apenas perceptible y se encuentra en el mismo orden de magnitud. El promedio de los valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos de las tres cargas hidráulicas es el que se tomó como la permeabilidad por etapa.

El esfuerzo efectivo y la relación de vacíos son dos factores que se encuentran ligados e influyen directamente en el coeficiente de permeabilidad. Al aumentar el esfuerzo de confinamiento en la muestra, esta se densifica y disminuye su volumen de vacíos; al disminuir el volumen de vacíos menor es la permeabilidad en la muestra ya que disminuye el área por donde circula el agua.

Las muestras remoldeadas formadas por el método de compactación estático obtuvieron valores de k mayores que las muestras inalteradas en un rango de 1 a 4 veces. Por otro lado para las muestras remoldeadas formadas por el método de compactación por amasado se obtuvieron valores de k menores que en las muestras inalteradas de 0.25 a 1 veces.

La correlación entre la relación de vacíos y la conductividad hidráulica de los jales es casi lineal.

Los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en el permeámetro de carga constante tanto para muestras inalteradas como remoldeadas son congruentes con las presentadas por Valenzuela (2015) para jales con contenidos de finos de 40 a 99%.

El método de formación de la probeta influye en el coeficiente de permeabilidad, las probetas remoldeadas formadas por el método de amasado, obtuvieron permeabilidades menores que las muestras inalteradas. Las probetas formadas por el método de compactación estático tienen una mayor permeabilidad que las muestras inalteradas.

El coeficiente de permeabilidad obtenido de una muestra remoldeada es representativo al de las muestras inalteradas, ya que no presentan diferencias significativas, los valores obtenidos se encuentran en el mismo rango entre 1×10^{-6} y 1×10^{-7} cm/s. Los resultados obtenidos son consistentes con los valores reportados por otros autores que han estudiado este material.

La permeabilidad de un jal está afectada por un número considerable de variables, lo cual dificulta determinar una relación de comportamiento respecto a una sola variable.

Se recomienda complementar el estudio del comportamiento de la permeabilidad en jales, se propone realizar pruebas en materiales con un porcentaje de finos menor al 50%.

Con la finalidad de mejorar el funcionamiento del equipo se sugiere tener una variedad de bases y cabezales para poder ensayar muestras con diferentes diámetros. Incluir sensores de medición de deformación axial y, de ser posible, radial de la probeta en la etapa de ensaye.

REFERENCIAS

ACEVEDO, María Elena. (2017): *Influencia de la compactación relativa en el coeficiente de permeabilidad de jales*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM.

ALSHAREDHAH, Yazeed A. (2016) Slope Stability Enhancement of an Upstream Tailings Dam: Laboratory Testing and Numerical Modelling. A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree in Master of Engineering Science.

ASTM D 2216-00 Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

ASTM D 4643-00 Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Heating.

ASTM D 4318-00 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

ASTM D 7263-00 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens.

AUBERTIN, Michel, CHAPUIS, Robert P, BUSSIÉRE, Bruno (2003). *Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines*. Canadian Geotechnical Journal.

AUVINET, G., ESQUIVEL, R (1986): *Impermeabilización de Lagunas Artificiales*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. México.

AVILA, J., (2011): *The Drained Stacking of Granular Tailings: A Disposal Method for a Low Degree of Saturation of the Tailings Mass*, *Proceedings Tailings and Mine Waste*, 2011, Vancouver, B.C., pp. 1-11.

BALASUBRAMANIAN, A. (2017): Size reduction by grinding methods. Reporte técnico. Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Universidad de Mysore, Mysore.

BALIGH, M.M., LEVADOUX, J.N. (1986): *Consolidation after undrained piezocone penetration II: 422 Prediction*. J. Geotech. Eng., 112(7), 707-726.

BATES, R.C., WAYMENT, W.R. (1967): Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill. U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, RI 7034.

BLIGHT, G. E. (2010): *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. ISBN: 978-0-203-85940-7.

BLIGHT, G.E, BENTEL, G.M., (1983). *The Behavior of Mine Tailings during Hydraulic Deposition*. J S Afr I Min Metall

BOROUMAND, A., BAZIAR, M. H.,(2005): *Determination of compacted clay permeability by artificial neural networks*. Ninth International Water Technology Conference, IWTC9, Sharm El-Sheikh, Egypt.

BOWLES, Joseph (1981): *Manual de laboratorio de mecánica de suelos en ingeniería civil*. México: McGRAW-HILL

BRISEÑO, O. (2010). *La normatividad ambiental en material de presas de jales*. Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Acapulco – Guerrero. México.

BUSSIERE, Bruno (2004): *Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches*. Canadian Geotechnical Journal.

BJELKEVIK, A. (2005): *Water Cover Closure Design for Tailings Dams, State of the Art Report*. Luleå University of Technology Department of Civil and Environmental Engineering Division of Geotechnology

BJELKEVIK A., KNOTSSON, S. (2005). *Swedish tailings – Comparison of mechanical properties between tailings and natural geological materials*. Proceedings “Securing the Future, International Conference on Mining and the Environment Metals and Energy Recovery”. June 27- July 1 2005.

CABALLERO, Tertuliano. (1999). *El ferrocemento aplicado en obras de captación de agua de lluvia en Oaxaca*. VI Reunión Nacional Sobre Sistemas de Captación de Agua de Lluvia. Xalapa –Veracruz, México.

CANCELA, María Dolores. (1987): Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas. Tesis para la obtención del grado de doctor ingeniero de caminos, canales y puertos, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España

CARMI, Carlos. (2012). *Variación de la permeabilidad y parámetros consolidación en relaves tratados con agua de mar*. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

CARRIER, W.D., (2003): *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman*, J.Geotech. Geoenviron Eng. CFE (2015): *Realización de pruebas Lefranc*. Guía CFE 1000-73.

CFE, IINGEN UNAM (2007): *Pruebas de laboratorio para determinar propiedades de los suelos*. México: Comisión Federal de Electricidad (CFE).

CHAPUIS, Robert P., AUBERTIN, Michel (2003). *On the use of the Kozeny–Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40.

CUSTODIO, E., LLAMAS, R.,(1983): *Hidrología Subterránea*, 2a. Ed., Tomo 2, 2350 p.

DÍAZ, J. Abraham, (2014): *Mecánica de suelos: naturaleza y propiedades*. México: Editorial Trillas, S. A. de C. V.

DÍAZ T., Gonzalo, (2011): *Caracterización de un sitio mediante ensayo de CPTU*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.

DUDGEON. (1967). *Walls effects in permeameters*. A.S.C.E. Journals of the hydraulics. Vol 93, 137-148.

ELHAKIM, Amr F., (2016): *Estimation of soil permeability*. Alexandria Engineering Journal.

ESCALANTE-ARIAS, H., (1969): *Instrucciones generales sobre operación de campo de pruebas de permeabilidad tipo Lefranc*, SARH.

ESPINOZA, Isela. (2005): *Análisis del comportamiento de residuos mineros a partir de estudios experimentales*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM

FRANZINI. (1956). *Permeameter wall effect*. Trans., American Geophysical Union, Vol 37, 735-737.

FAHEY, M., NEWSON, A., FUJIYASU, Y., (1996): *Numerical modelling of consolidation and evaporation of slurried mine tailings*. Department of Civil Engineering, University of Peradeniya. Sri Lanka

FELL, R. (2015). *Geotechnical engineering of dams*. Second edition. Taylor & Francis Group. Boca Raton - California, USA.

FERNÁNDEZ, Alfonso. (2016): *Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM.

FERRER, Gabriel (2011): Estudio del comportamiento sísmico de relaves espesados mediante el análisis de columna unidimensional, considerando grietas de contracción. Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado como parte de los requisitos para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería. Santiago de Chile.

FETTER, C.W., (2001): *Applied hydrogeology*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

FLORES B., Raúl, (2000): *Flujo de agua a través del suelo*. México: Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH), Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

FLORES, O. (1996). *Propiedades dinámicas de jales*. Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos). División de estudios de posgrado Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM. México DF. México.

GRATON and FRASER. (1935). *Systematic packing of spheres with particular relation to porosity and permeability*. J. Geology, 43(8-1), 785-909.

GUPTA, Ashok, YAN, Denis (2015): *Mineral Processing Design and Operations*. Publicado por Elsevier. Amsterdam, Netherlands

HEAD, K.H. (1982) *Manual of Soil Laboratory Testing Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. John Wiley & Sons Inc. New York. 454 pp.

HERNANDEZ BARTOTLO, Víctor L., (2016): *Influencia de la compacidad relativa y contenido de agua en el comportamiento esfuerzo-deformación de jales parcialmente saturados*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM.

HOLMQVIST, Marcus, GUNNTEG, Marcus (2014): *Seepage, Solute transport and Strain-stress Analysis of Ashle Tailings Dams*. UPPSALA Universitet

HOLTZ, R.D., KOVACKS W.D., (1981): *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall.

HU, Liming, WU, Hui, ZHANG, Lin, ZHANG Pengwei, WEN, Qingbo, (2017): *Geotechnical Properties of Mine Tailings*

JANTZER, I., BJELKEVIK, A., POUSETTE, K., (2008). *Material properties of Tailings from Swedish mines*. Lulea: Norsk Geoteknisk Forening. ICOLD and UNEP. 2001.

JAMES, Michael, AUBERTIN, Michel, WIJEWICKREME, Dharma, WILSON, G. (2002) *Ward A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings*

JUÁREZ, Eulalio, RICO, Alfonso. (2005): *Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México: Limusa S.A. de C.V., Grupo Noriega Editores.

KAOSER, S.; BARRINGTON S., ELEKTOROWICZ, M. Y AYADAT, T. (2006). "The influence of hydraulic gradient and rate of erosion on hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures". McGill University, Canada

KNUTSSON, Roger, (2015): *Tailings Dam Performance: Modeling and Safety Analysis of a Tailings dam*,. Luleå University of Technology

LEE, KEENAN, FETER McCRAY. (2003). *Hydrology Laboratory Manual*. 2nd edition: Upper Saddle River, NJ, Prentice Hall.

LEVADOUX, J.N., BALIGH, M.M. (1986): Consolidation after undrained piezocone penetration I: 422 Prediction. *J. Geotech. Eng.*,112(7), 707-726.

LIGHTHALL, P.C., WATTS, B.D. and RICE S. (1989): *Deposition Methods for Construction of Hydraulic Fill Tailings Dams*. In: *Geotechnical Aspects of Tailings Disposal and Acid Mine Drainage*. The Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, British Columbia, May 26, 1989.

LÓPEZ-ACOSTA, Norma P (1999): *Flujo de agua en suelos con permeabilidad aleatoria*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM.

LÓPEZ-ACOSTA, Norma P. (2017). Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Sección B. Geotecnia. Tema 2. Mecánica de Suelos. Capítulo 9. "Flujo de agua en suelos". Ciudad de México, México. 285 p. ISBN: 978-607-98201-5-2.

LÓPEZ-ACOSTA, Norma. P., ESPINOSA, Alejandra L., BARBA, David. (2019). *Characterization of soil permeability in the former Lake Texcoco, Mexico*. *Open Geosciences*. ISSN: 2391-5447. (In Press2019).

LOUDON, A.G., (1953): *The computation of permeability from simple soil tests*. Geotechnique Volume 3.

MAHMOOD, Ali A., MULLIGAN, Catherine N. (2007) "*Investigation Of The Use Of Mine Tailings For Unpaved Road Base*," Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments, Water and Energy: Vol. 12, Article 11.

MARSAL, R. J., RESÉNDIZ, D (1975): Fundamentos del diseño y construcción de presas de tierra y enrocamiento, México: Limusa S.A. de C.V., Grupo Noriega Editores.

MÅNSSON, Erik. (2014): *Investigation of particle sizes, beach profiles and compounds in tailings dams*. Copyright © 2014 Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering (LTH), Lund University, Sweden

MAVIS, Frederic T., WILSEY, Edward F. (1936). *Study of the permeability of sand*. Published by The University Iowa City.

MD KHALED, Shifullah. (2012): *Geotechnical Investigation of Uranium Tailings*. A Thesis Submitted to the Faculty of Graduate Studies and Research In Partial Fulfillment of the Requirements For the Degree of Master of Applied Science In Environmental Systems Engineering University of Regina.

MENDOZA L., Manuel J., OROZCO C., Marco, (1995): *Técnicas alternativas para la determinación del límite líquido de suelos*. México.

MITCHELL J., HOOPER D., CAMPANELLA R. (1965): *Permeability of compacted clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE,.

MITTAL, Ham K, MORGENSTERN, Norbert, (1975): *Parameters for the Design of Tailings Dams*

MOSQUERA, Jenyfer. (2013): Static and pseudo-static stability analysis of tailings storage facilities using deterministic and probabilistic methods. Department of Mining and Materials Engineering McGill University, Montreal. Tesis para optar por el grado de maestro en ingeniería de minas.

ONUR, E.M., (2014): *Predicting the Permeability of Sandy Soils from Grain Size Distribution*. Masters of Science Thesis, Kent State University.

OROZCO, R. (2010). *La ingeniería geotécnica en las presas de jales mexicanas*. Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Acapulco – Guerrero, México.

OROZCO, R. (2014). *Depósitos de jales mineros en México. Reflexiones para mejorar su calidad*. Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Puerto Vallarta – Jalisco, México.

PEDROTTI, Maria (2012): Chromite: from the mineral to the commodity. Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias de la Tierra. Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Naturales. Universidad de Milán, Italia.

QIU, Yunxin Jason, SEGO, D.C. (2000): *Laboratory properties of mine tailings*, Canadian Geotechnical Journal

RIVERA, Rigoberto, ZEA, Carmelino. (2004): Notas sobre fundamentos de la mecánica de suelos. México.

ROBERTSON, A. MacG., (1987): *The Influence of Depositional Methods on the Engineering Properties of Tailings Deposits*. International Conference on Mining and Industrial Waste Management, Johannesburg, South Africa, August.

ROSE, RIZK. (1949). *Further researches in fluid flow through beds of granular material*. Proc., Institution of Mechanical Engineers, 160, 493-511.

SAAD, Bassam. (2008): *Transient coupled analysis of upstream tailings disposal facilities construction*. Department of Mining and Materials Engineering McGill University, Montreal. Tesis para obtener el grados de Doctor.

SAAD, B., MITRI, H., (2011). *Hydromechanical Analysis of Upstream Tailings Disposal Facilities*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(1): 27-42.

SÀEZ, Esteban. (2010): *Fundamentos de Geotecnia*. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica.

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES. Norma Oficial Mexicana (NOM-141-SEMARNAT-2003), Que establece el procedimiento para caracterizar los jales, así como las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de presas de jales. México.

SHAMSAI, Abolfazl, PAK, Ali, AYATOLLAHI, Hossein, BATENI, Sayed, (2007): *Geotechnical Characteristics of Copper Mine Tailings: A Case Study*. Published by Geotechnical and Geological Engineering.

SUTERA, Salvatore, SKALAK, Richard,(1993): *The history of poiseuille's law*. Annual Reviews Inc. All rights reserved

SWARTZENDRUBER, D. (1962). *Non-Darcy flow behavior in liquid-saturated porous media*. J.Geophys.

TERZAGHI, Karl, PECK, Ralph (1963): *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. New York: Editorial "EL ATENEO" S.A.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1994): *Technical Report: Design and evaluation of tailings dams*. Office of Solid Waste Special Waste Branch 401 M Street, SW Washington, DC 20460

VALENZUELA, L. (2015). *Tailings dams and hydraulic fills*. The 2015 Casagrande Lecture. Geotechnical Synergy in Buenos Aires 2015.

VICK, S.G., (1983): *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*, 1. Jonh Wiley & Sons, New York; Chichester; Brisbane; Toronto; singapore, 369 pp.

VICK, S.G. (1990): *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. BiTech Publishers Ltd.

WILLS, Barry A., NAPIER-MUNN, Tim. (2006): *Mineral Processing Technology: An Introduction to the Practical Aspects of Ore Treatment and Mineral Recovery*. Publisher: Elsevier Science & Technology Books

WITT, K.J., (2004): *Sustainable Improvement in Safety of Tailings Facilities*. Report on Tailings Management Facilities - Risks and Reliability, TAILS SAFE: A European Research and Technological Development Project.

YOSEFISAMANGANY, Ali, NADERI, Reza, JAMI A., Hasan, HOSEINTALEBPUR, Mohammad (2013): *A survey study on hydro geotechnical properties of mines*. International Research Journal of Applied and Basic Sciences, Science Explorer Publications

ANEXO A

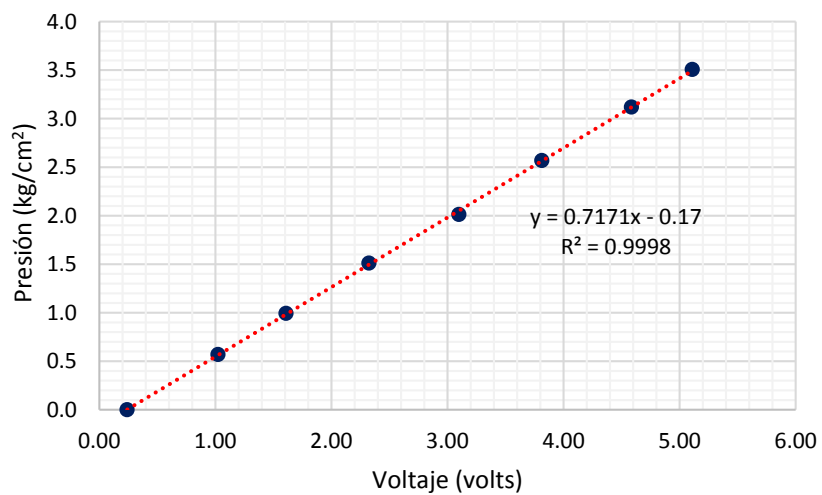


Figura 111. Curva de calibración sensor de contrapresión superior 1.

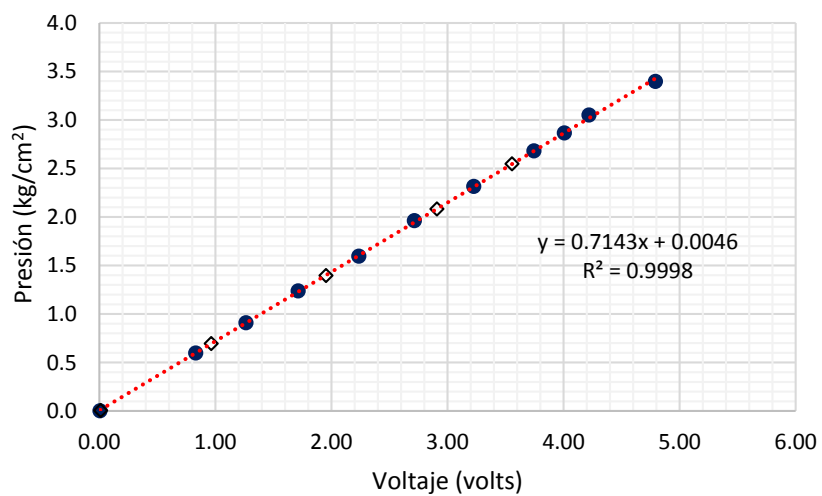


Figura 112. Curva de calibración sensor de contrapresión inferior 1.

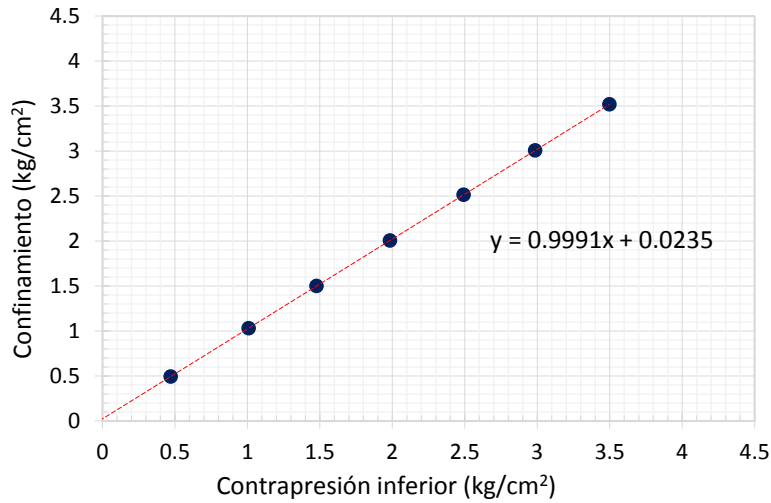


Figura 113. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 1-confinamiento 1.

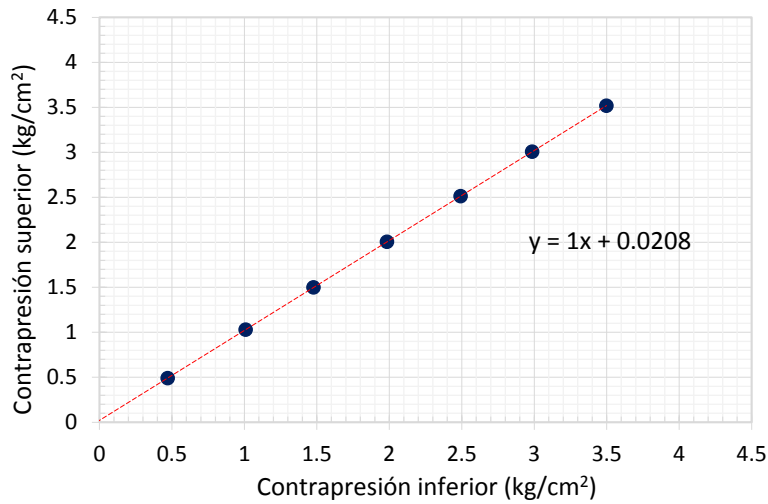


Figura 114. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 1-contrapresión superior 1.

Tabla 31. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión inferior 1.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ²	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{\text{Capacidad del sensor}} (100)$	$\frac{\text{Diferencia}_{max}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000	---	---	---
0.502	0.502	0.000	0.041	0.0029	0.679
0.998	0.999	0.001	0.100	0.0143	0.341
1.508	1.507	0.001	0.073	0.0156	0.226
2.007	2.005	0.002	0.108	0.0311	0.170
2.514	2.514	0.000	0.016	0.0056	0.136
3.024	3.024	0.000	0.011	0.0047	0.113
3.523	3.520	0.003	0.097	0.0487	0.097

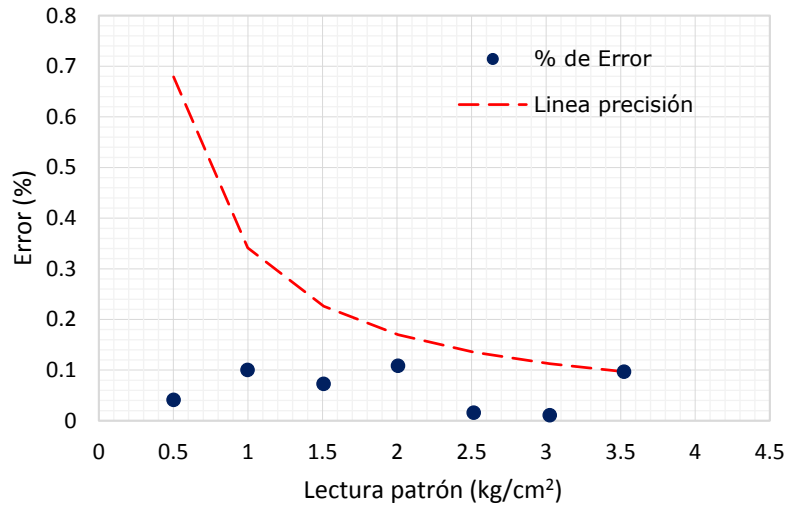


Figura 115. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 1.

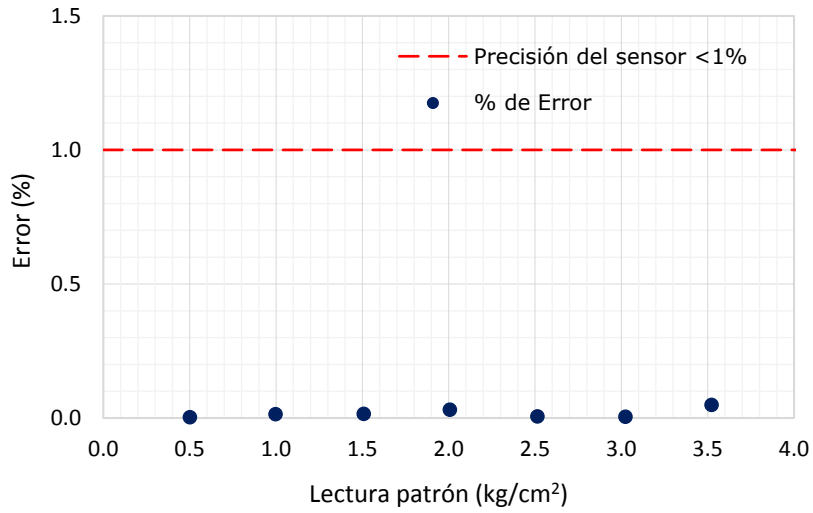


Figura 116. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 1.

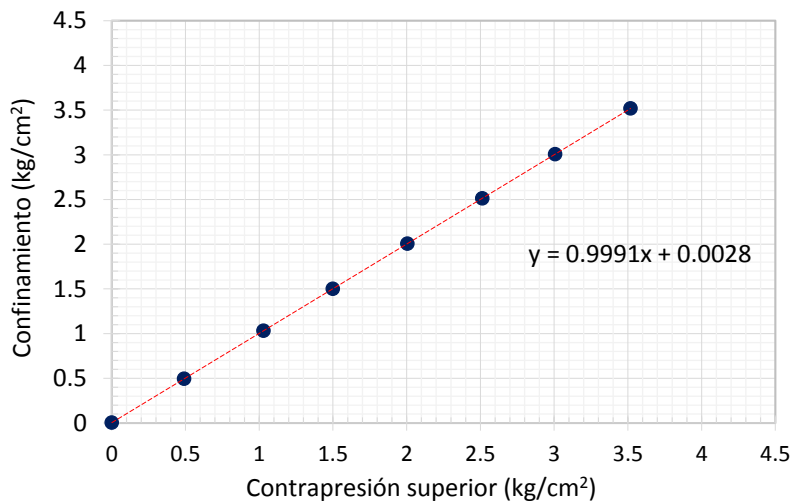


Figura 117. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 1-confinamiento 1.

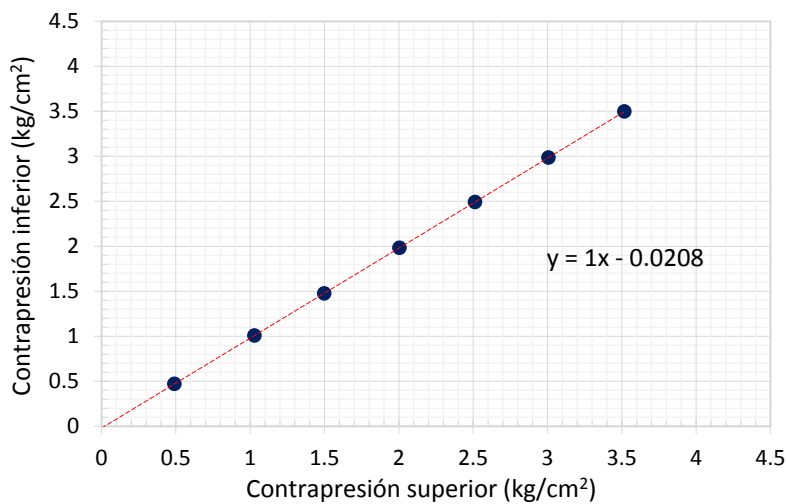


Figura 118. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 1-contrapresión inferior 1.

Tabla 32. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión superior 1.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ²	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{Capacidad\ del\ sensor} (100)$	$\frac{Diferencia_{max}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000	---	---	---
0.502	0.502	0.000	0.041	0.003	0.878
0.998	0.999	0.001	0.100	0.014	0.442
1.508	1.506	0.002	0.139	0.030	0.292
2.007	2.005	0.002	0.108	0.031	0.220
2.514	2.513	0.001	0.055	0.020	0.175
3.024	3.021	0.003	0.110	0.048	0.146
3.523	3.519	0.004	0.125	0.063	0.125

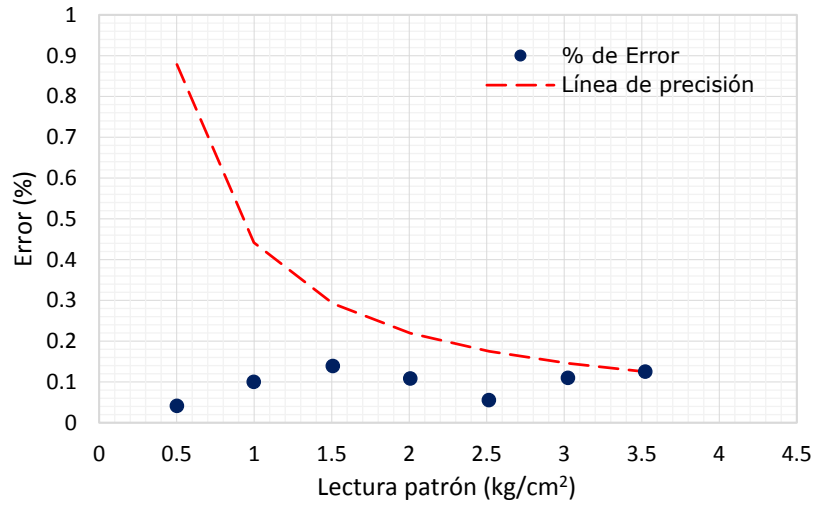


Figura 119. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 1.

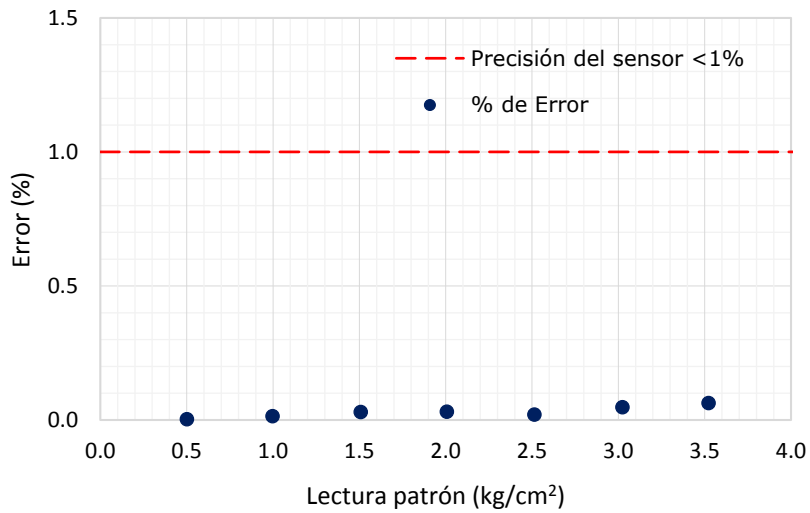


Figura 120. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 1.

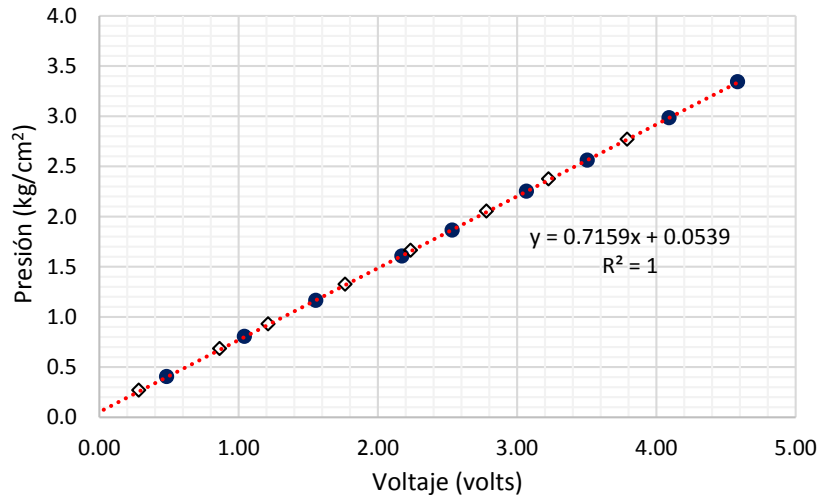


Figura 121. Curva de calibración sensor de confinamiento 2.

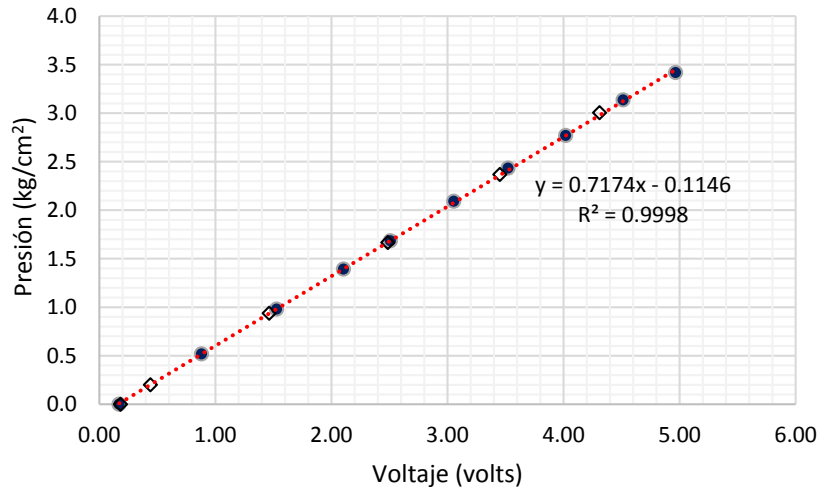


Figura 122. Curva de calibración sensor de contrapresión superior 2.

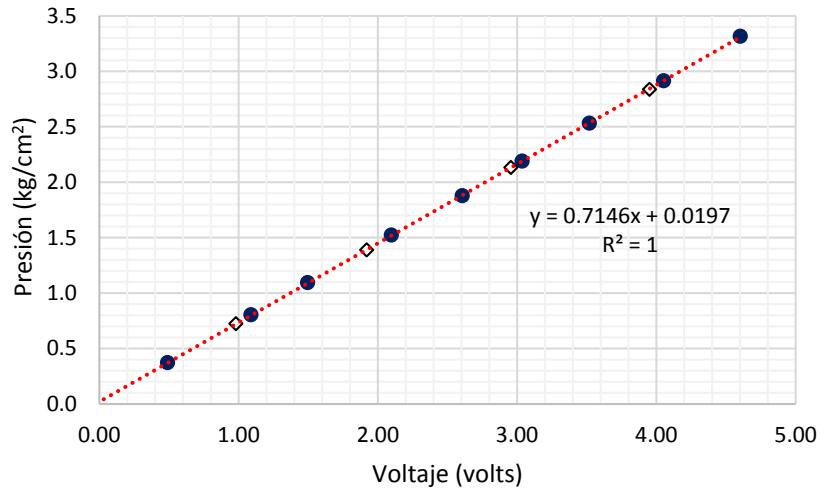


Figura 123. Curva de calibración sensor de contrapresión inferior 2.

Tabla 33. Registro de verificación cruzada para sensores de presión del permeámetro 2.

Patrón	Confinamiento	Contrapresión inferior	Contrapresión superior
kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
0.000	0.008	0.003	0.004
0.498	0.504	0.499	0.499
1.000	0.998	0.997	1.000
1.515	1.519	1.514	1.517
2.022	2.021	2.018	2.018
2.516	2.520	2.516	2.515
3.023	3.025	3.021	3.022
3.498	3.499	3.498	3.498

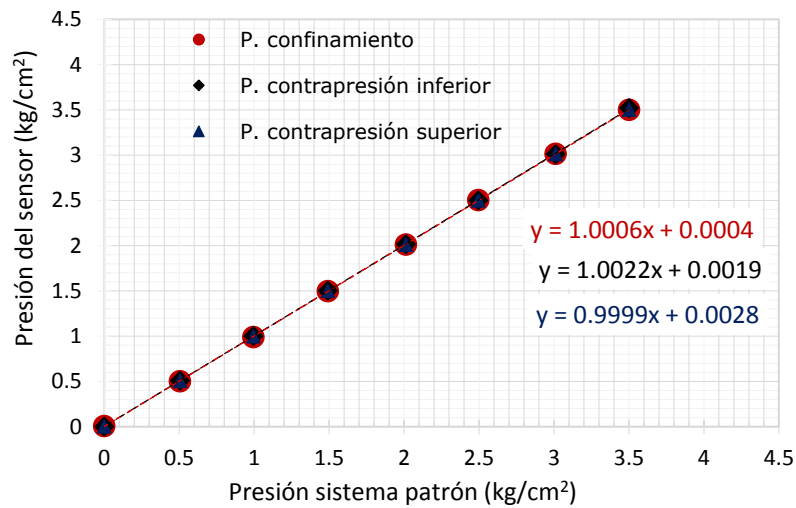


Figura 124. Curvas de verificación de los sensores de presión del permeámetro 2.

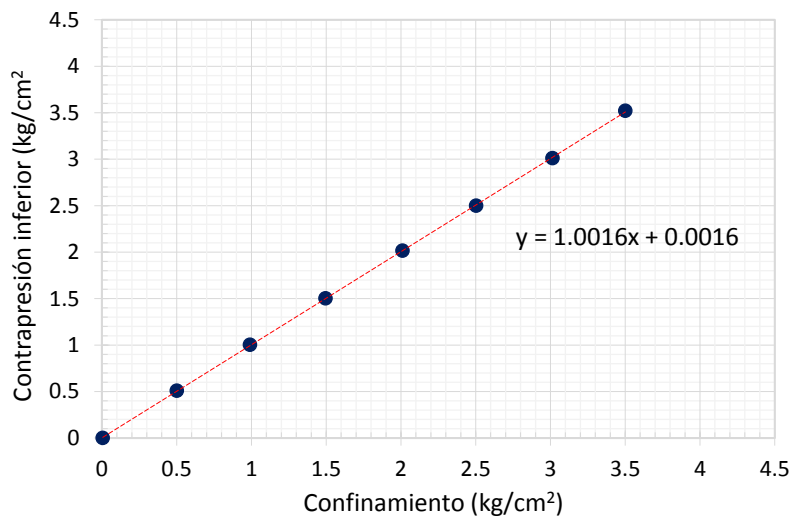


Figura 125. Curva de verificación cruzada confinamiento 2-contrapresión inferior 2.

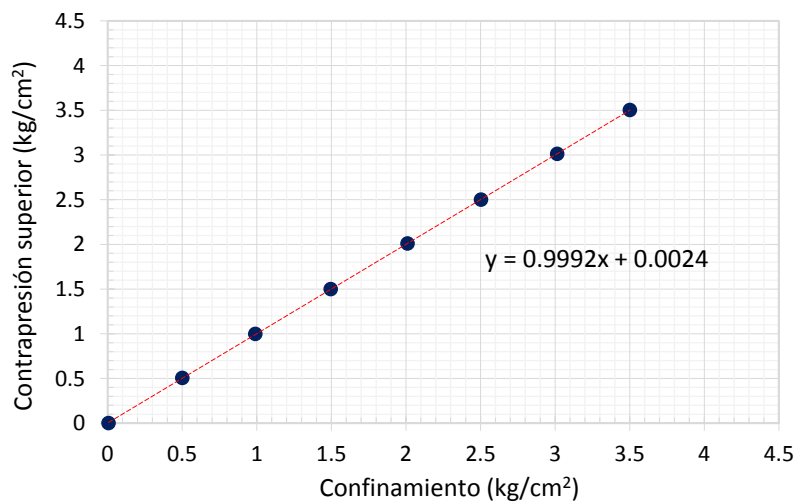


Figura 126. Curva de verificación cruzada confinamiento 2-contrapresión superior 2.

Tabla 34. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de confinamiento 2.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ²	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{Capacidad\ del\ sensor} (100)$	$\frac{Diferencia_{max}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000	---	---	---
0.498	0.496	0.002	0.347	0.0246	1.913
1.000	0.990	0.010	0.952	0.1360	0.952
1.515	1.511	0.004	0.256	0.0554	0.628
2.022	2.013	0.009	0.450	0.1299	0.471
2.516	2.512	0.004	0.149	0.0536	0.378
3.023	3.017	0.006	0.197	0.0853	0.315
3.498	3.491	0.007	0.190	0.0949	0.272

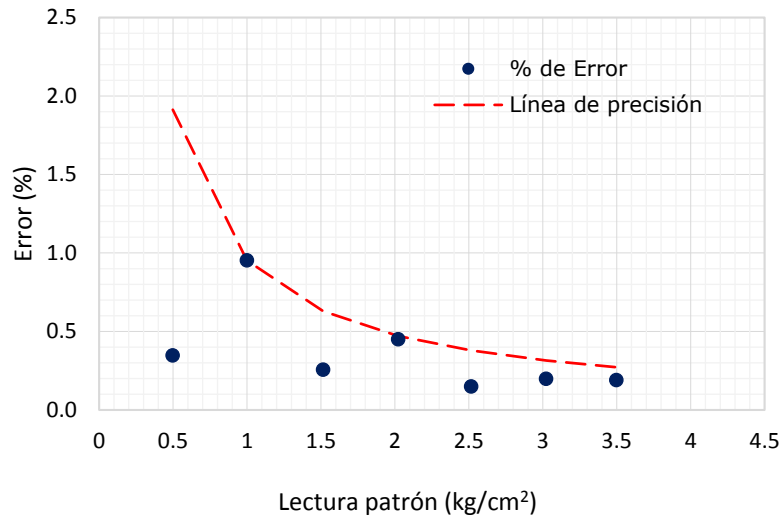


Figura 127. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de confinamiento 2.

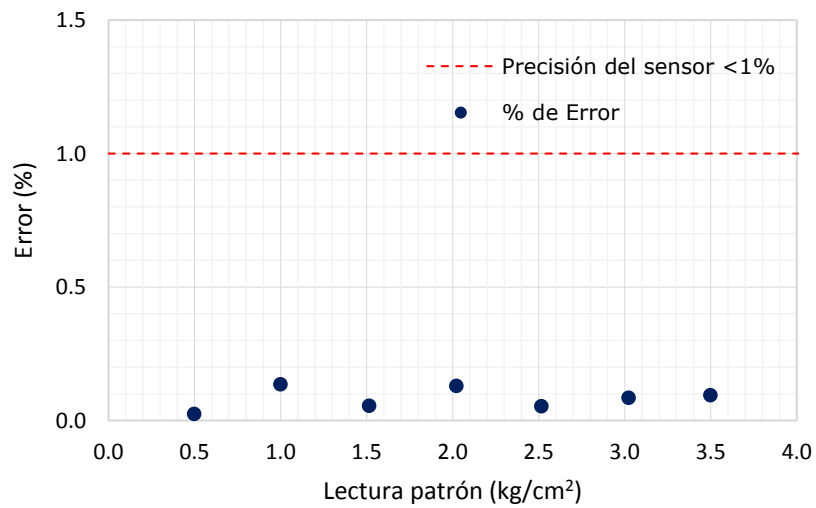


Figura 128. Curva de verificación de precisión total del sensor de confinamiento 2.

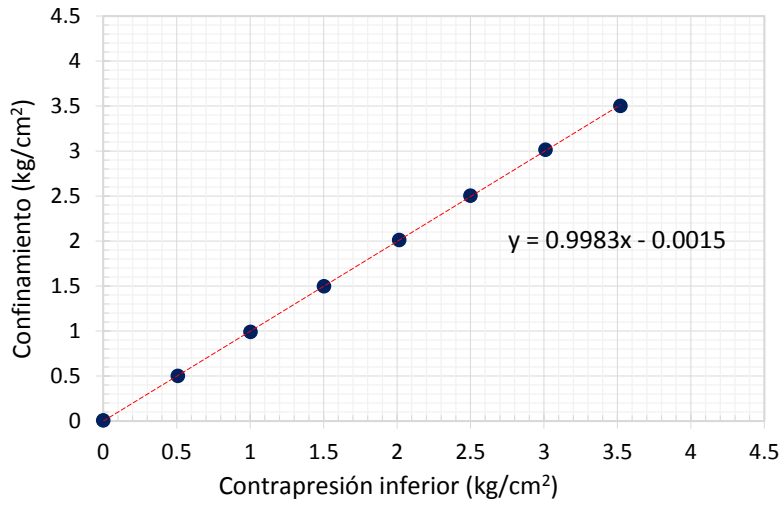


Figura 129. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 2-confinamiento 2.

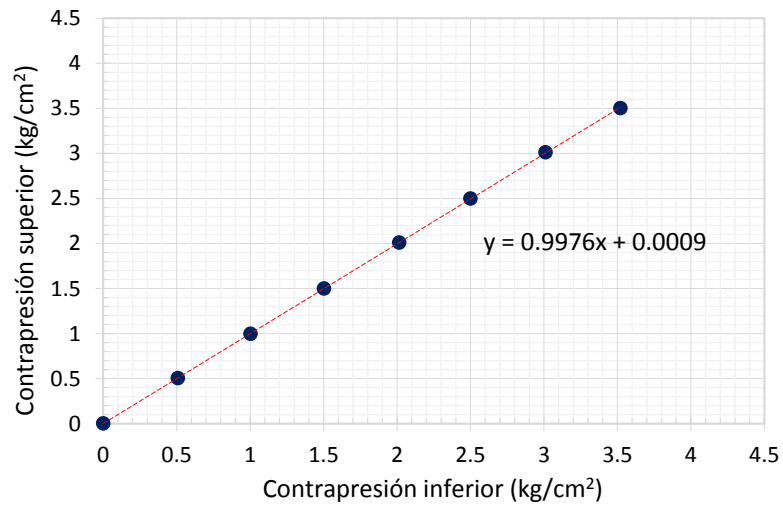


Figura 130. Curva de verificación cruzada contrapresión inferior 2-contrapresión superior 2.

Tabla 35. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión inferior 2.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ²	Error parcial %	Error total %	Tolerancia %
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{\text{Capacidad del sensor}} (100)$	$\frac{\text{Diferencia}_{\text{max}}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000		---	
0.498	0.496	0.002	0.347	0.02465	1.425
1.000	0.994	0.006	0.552	0.07885	0.710
1.515	1.511	0.004	0.256	0.05536	0.468
2.022	2.015	0.007	0.351	0.10135	0.351
2.516	2.513	0.003	0.109	0.03930	0.282
3.023	3.018	0.005	0.164	0.07100	0.235
3.498	3.495	0.003	0.075	0.03771	0.203

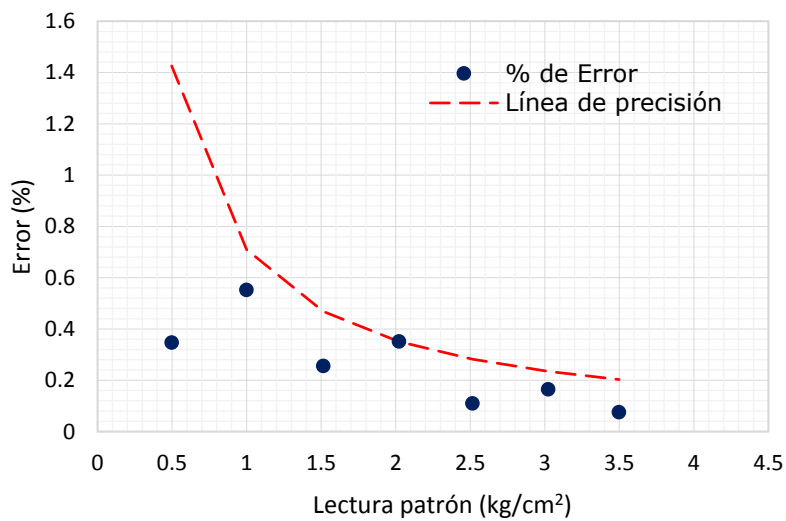


Figura 131. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 2.

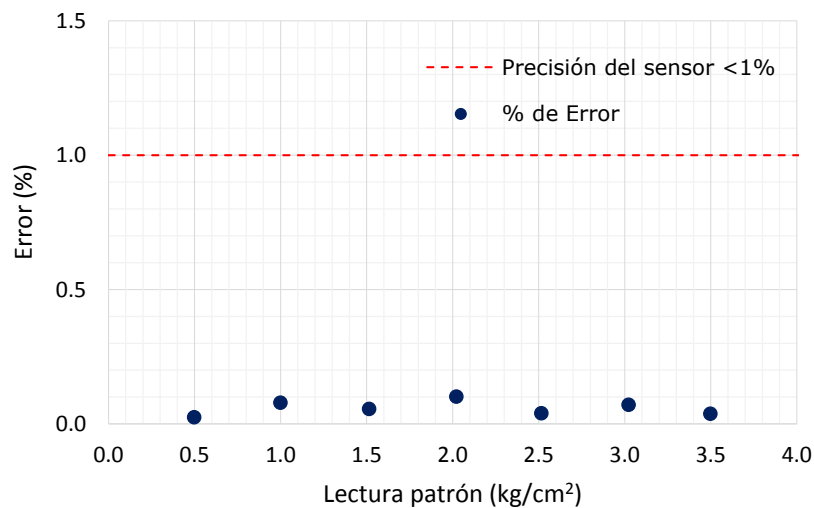


Figura 132. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión inferior 2.

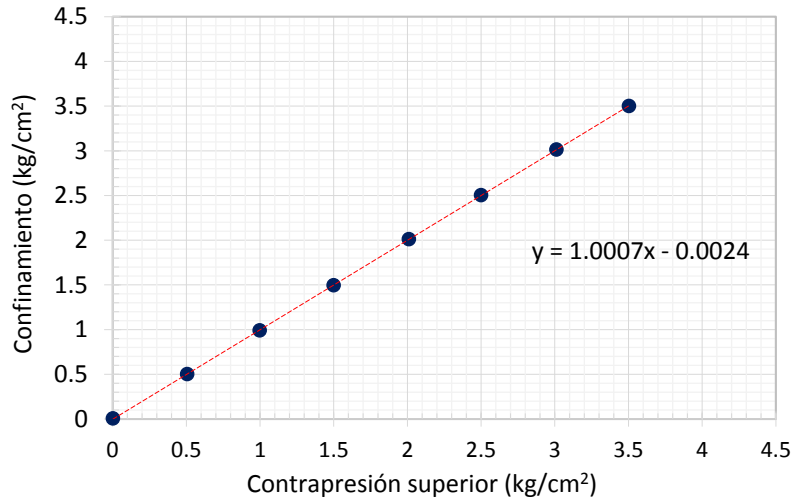


Figura 133. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 2-confinamiento 2.

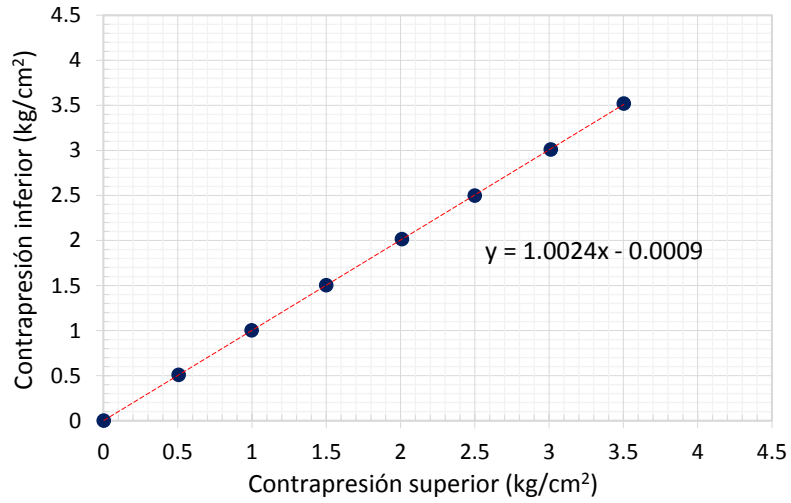


Figura 134. Curva de verificación cruzada contrapresión superior 2-contrapresión inferior 2.

Tabla 36. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de contrapresión superior 2.

Lecturas					
Patrón kg/cm ²	Sensor kg/cm ²	Precisión kg/cm ² L.P - L.S	Error parcial % $\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	Error total % $\frac{ L.P-L.S }{Capacidad\ del\ sensor} (100)$	Tolerancia % $\frac{Diferencia_{max}}{L.P} (100)$
0.000	0.000	0.000		---	
0.498	0.496	0.002	0.347	0.02465	1.425
1.000	0.997	0.003	0.252	0.03599	0.710
1.515	1.514	0.001	0.058	0.01251	0.468
2.022	2.015	0.007	0.351	0.10135	0.351
2.516	2.512	0.004	0.149	0.05359	0.282
3.023	3.019	0.004	0.131	0.05671	0.235
3.498	3.495	0.003	0.075	0.03771	0.203

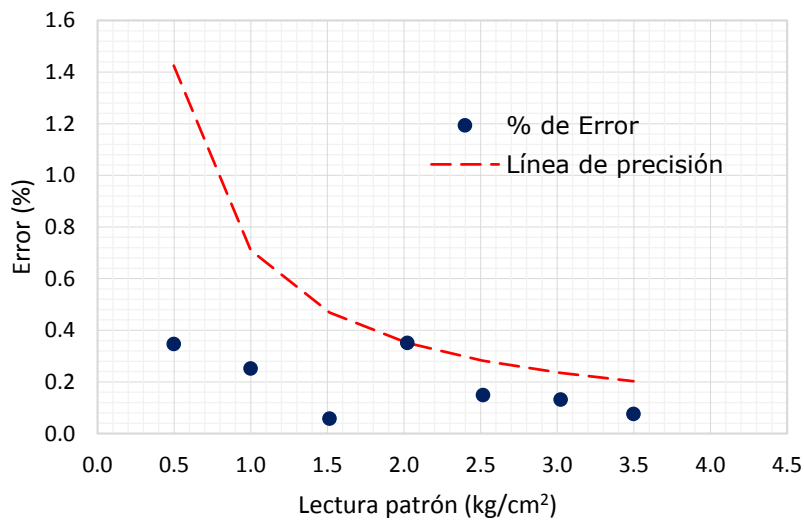


Figura 135. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de contrapresión superior 2.

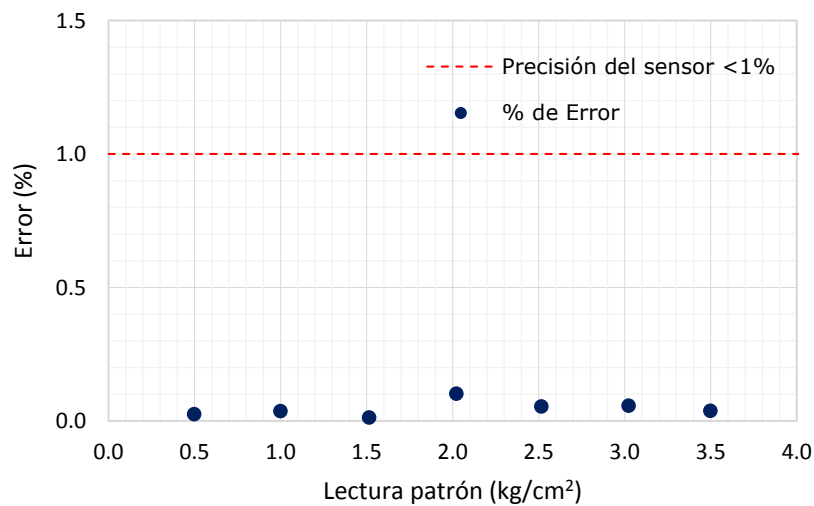


Figura 136. Curva de verificación de precisión total del sensor de contrapresión superior 2.

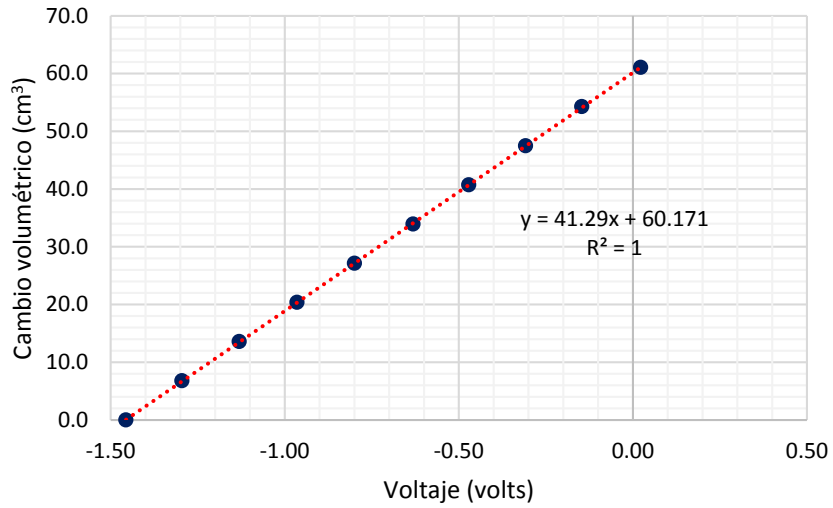


Figura 137. Curva de calibración sensor de cambio volumétrico inferior 1.

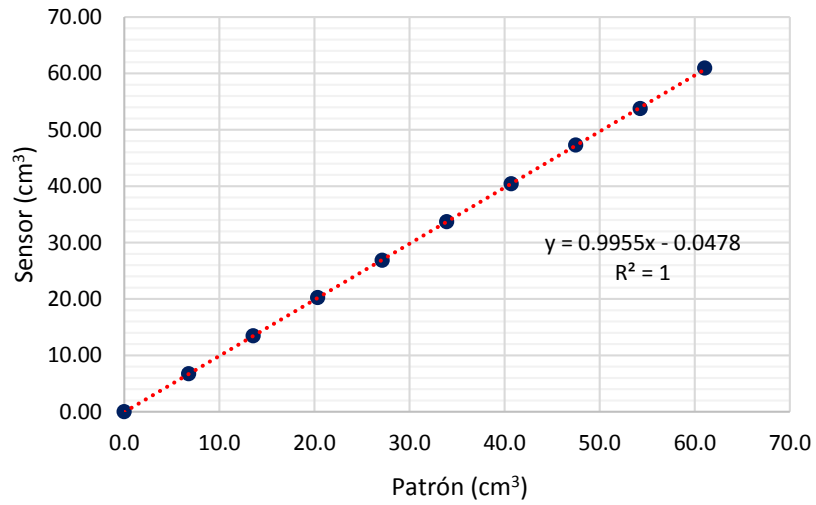


Figura 138. Curva de verificación sensor de cambio volumétrico inferior 1.

Tabla 37. Cálculos del porcentaje de error y la precisión del sensor de cambio volumétrico inferior 1.

Lecturas					
Patrón	Sensor	Precisión	Error parcial	Error total	Tolerancia
cm^3	cm^3	cm^3	%	%	%
		$ L.P - L.S $	$\frac{ L.P-L.S }{L.P} (100)$	$\frac{ L.P-L.S }{\text{Capacidad del sensor}} (100)$	$\frac{\text{Diferencia}_{max}}{L.P} (100)$
0.00	0.000	0.000	---	---	---
6.8	6.710	0.090	1.324	0.1286	1.3235
13.5	13.410	0.090	0.667	0.1286	0.6667
20.4	20.440	0.040	0.196	0.0571	0.4412
27.1	27.120	0.020	0.074	0.0286	0.3321
34.1	34.130	0.030	0.088	0.0429	0.2639
40.8	40.800	0.000	0.000	0.0000	0.2206
47.7	47.720	0.020	0.042	0.0286	0.1887
54.4	54.390	0.010	0.018	0.0143	0.1654
61.1	61.130	0.030	0.049	0.0429	0.147

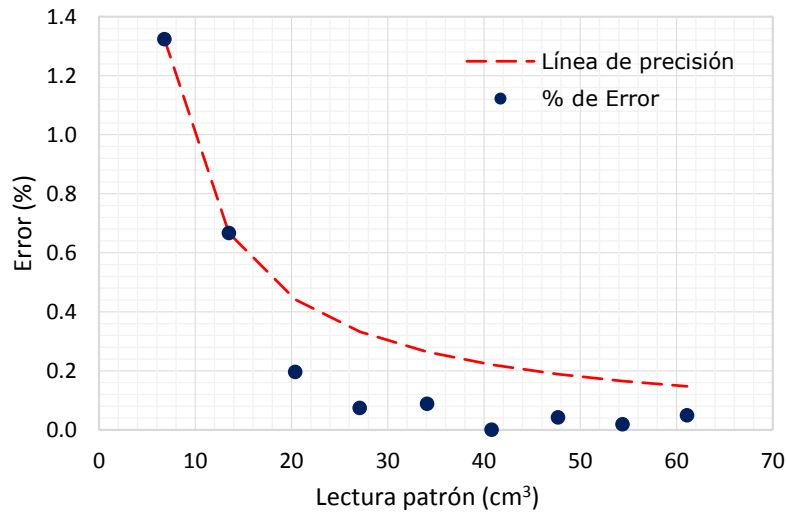


Figura 139. Curva de verificación de precisión parcial del sensor de cambio volumétrico inferior 1.

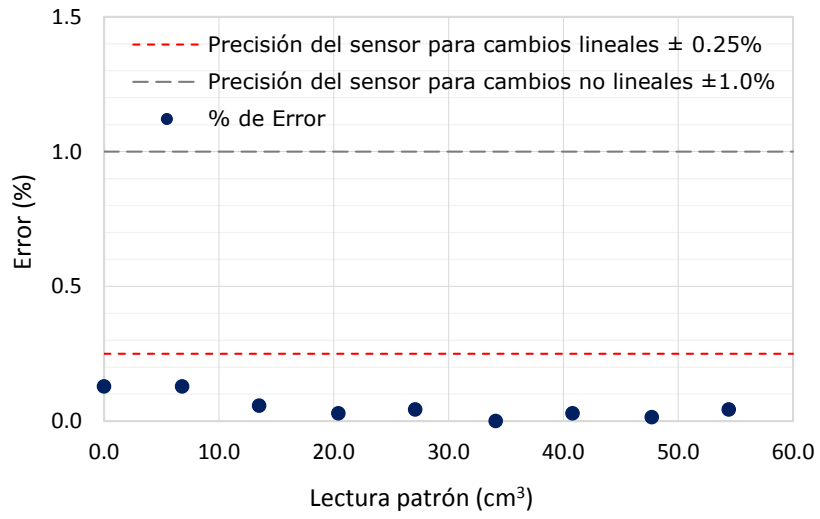


Figura 140. Curva de verificación de precisión total del sensor de cambio volumétrico inferior 1.

ANEXO B

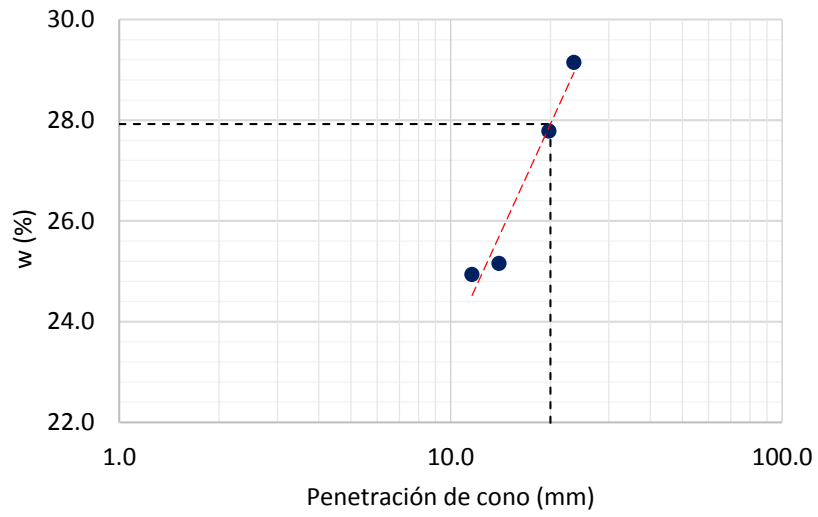


Figura 141. Curva de fluidez de probetas 2 y 3

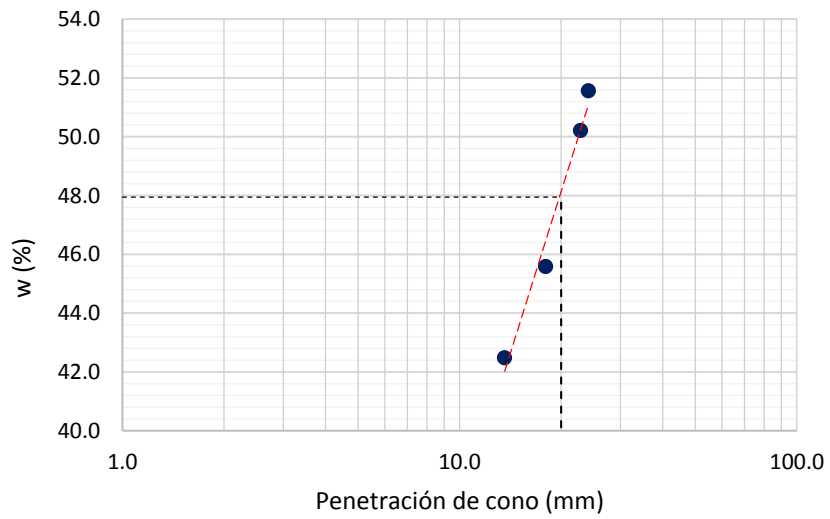


Figura 142. Curva de fluidez de probeta 4.

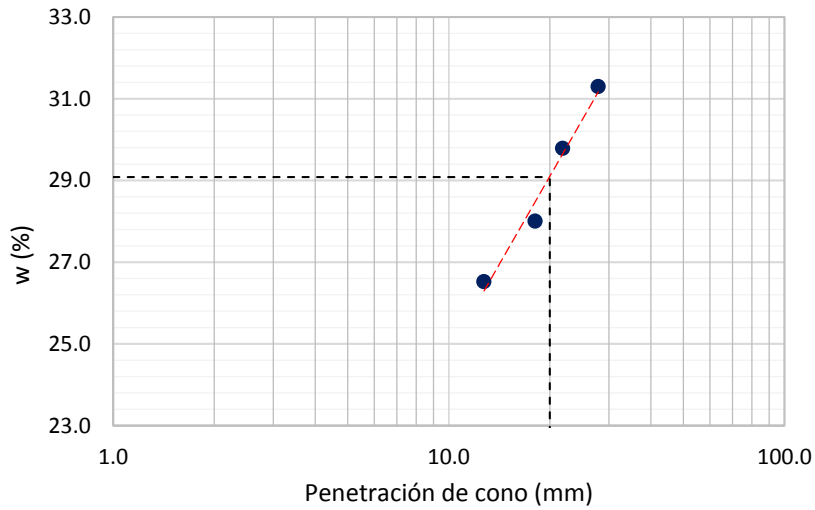


Figura 143. Curva de fluidez de probeta 5.

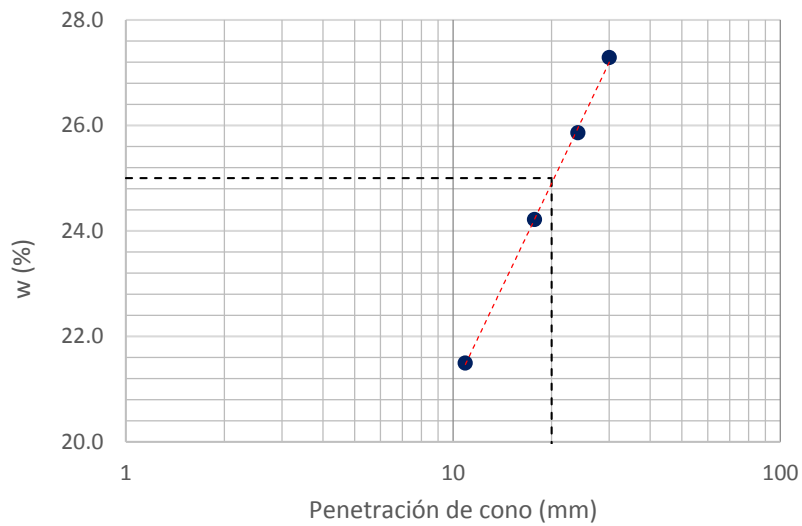


Figura 144. Curva de fluidez de probeta 6.

Tabla 38. Granulometría de probeta M1.

Malla	Abertura mm	W_{suelo} g	Porcentaje retenido parcial %	Porcentaje que pasa %
10	2.000	0.41	0.05	99.95
20	0.840	0.28	0.04	99.91
40	0.420	1.18	0.16	99.75
60	0.250	1.75	0.23	99.52
100	0.149	82.46	10.89	88.63
200	0.074	170.80	22.57	66.06
Finos		500.02	66.06	
Suma		756.90	100.00	

Tabla 39. Granulometría de probetas M2 y M3.

Malla	Abertura	W _{suelo}	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm		g	%
10	2.000	0.29	0.04	99.96
20	0.840	0.58	0.08	99.88
40	0.420	1.17	0.16	99.71
60	0.250	2.03	0.29	99.43
100	0.149	19.24	2.71	96.72
200	0.074	46.94	6.60	90.12
Finos		640.52	90.12	
	Suma	710.77	100.00	

Tabla 40. Granulometría de probeta M4.

Malla	Abertura	W _{suelo}	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm		g	%
10	2.000	0.01	0.00	100.00
20	0.840	0.90	0.15	99.84
40	0.420	0.97	0.17	99.68
60	0.250	1.10	0.19	99.49
100	0.149	11.97	2.04	97.45
200	0.074	32.00	5.46	91.99
Finos		539.54	91.99	
	Suma	586.49	100.00	

Tabla 41. Granulometría de probeta M5.

Malla	Abertura	W _{suelo}	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm		g	%
10	2.000	2.91	0.68	99.32
20	0.840	1.91	0.45	98.87
40	0.420	1.62	0.38	98.49
60	0.250	6.65	1.55	96.94
100	0.149	37.40	8.74	88.2
200	0.074	81.93	19.15	69.04
Finos		295.31	69.04	
	Suma	427.73		

Tabla 42. Granulometría de probeta 6.

Malla	Abertura	W _{suelo}	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm	g	%	%
10	2.000	0.00	0.00	100.00
20	0.840	1.14	0.19	99.81
40	0.420	11.19	1.87	97.94
60	0.250	8.25	1.38	96.56
100	0.149	22.59	3.78	92.78
200	0.074	118.90	19.90	72.88
Pasa 200		435.55	72.88	
	Suma	597.62		

Tabla 43. Granulometría de probeta 7.

Malla	Abertura	W _{suelo}	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm	g	%	%
10	2.000	3.34	0.58	99.42
20	0.840	0.44	0.08	99.34
40	0.420	1.42	0.25	99.09
60	0.250	0.13	0.02	99.07
100	0.149	0.05	0.01	99.06
200	0.074	1.68	0.29	98.76
Pasa 200		564.06	98.76	
	Suma	571.12		

ANEXO C

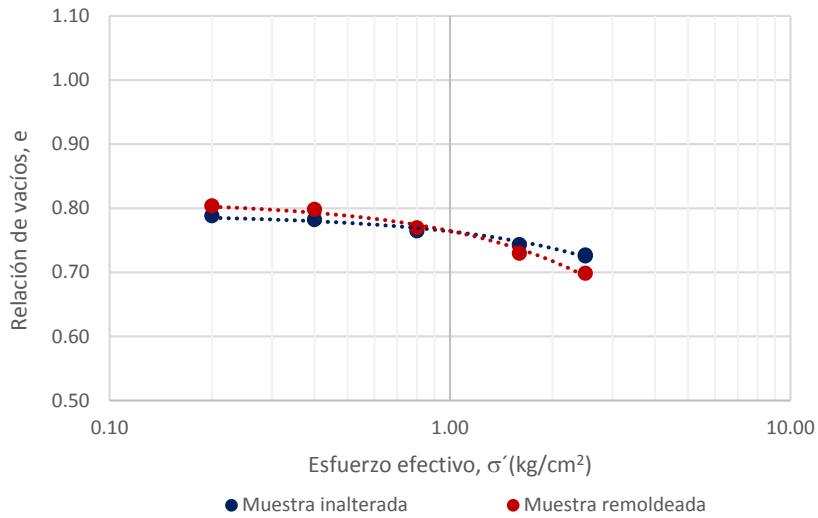


Figura 145. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M1.

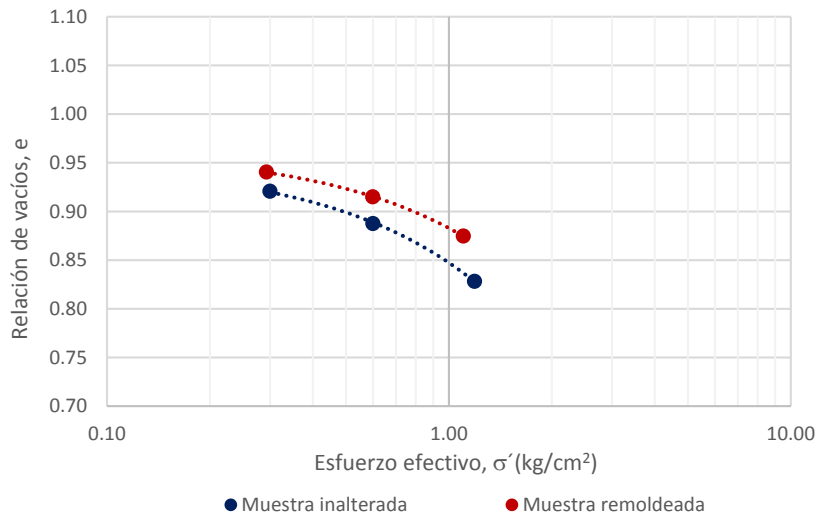


Figura 146. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M2.

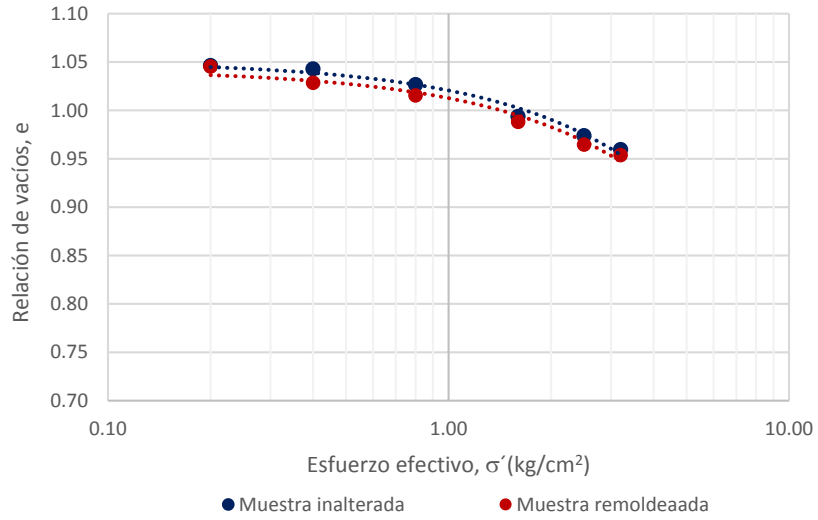


Figura 147. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remodelada M3.

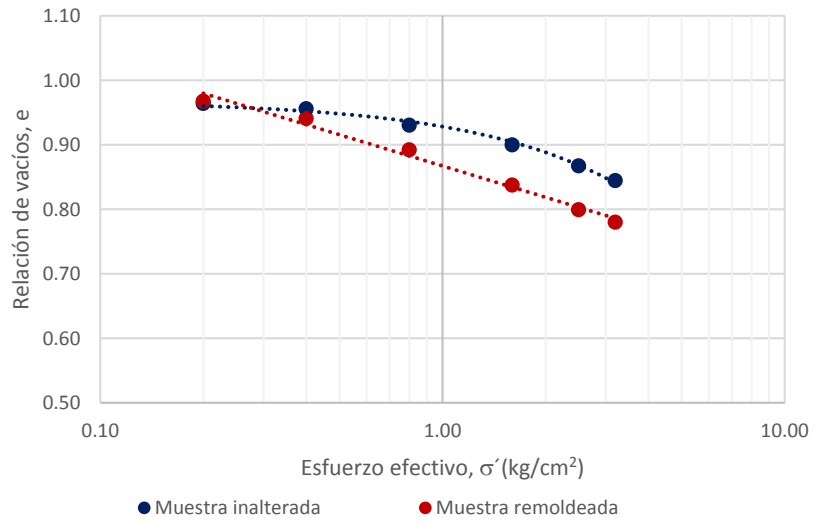


Figura 148. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remodelada M4.

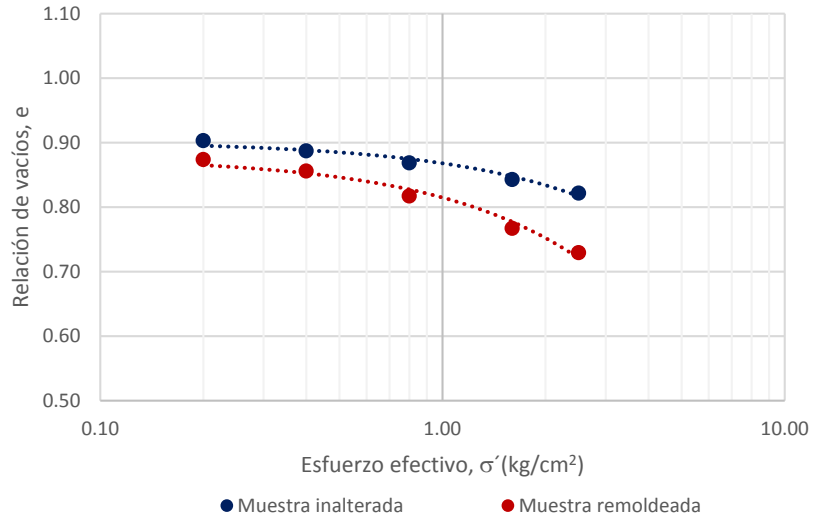


Figura 149. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M5.

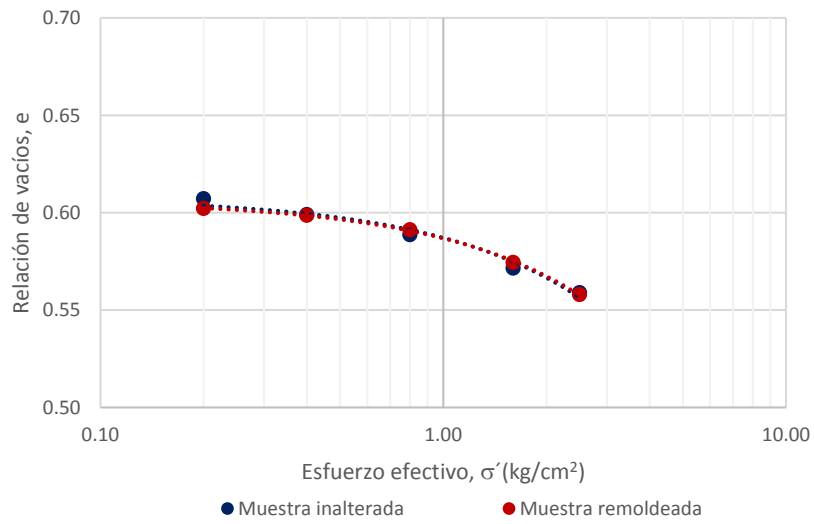


Figura 150. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M6.

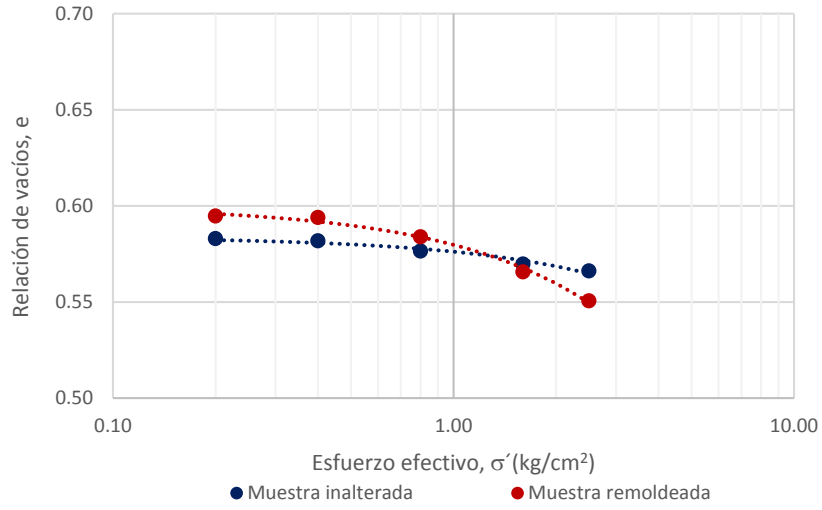


Figura 151. Curvas de compresibilidad para muestra inalterada y remoldeada M7.

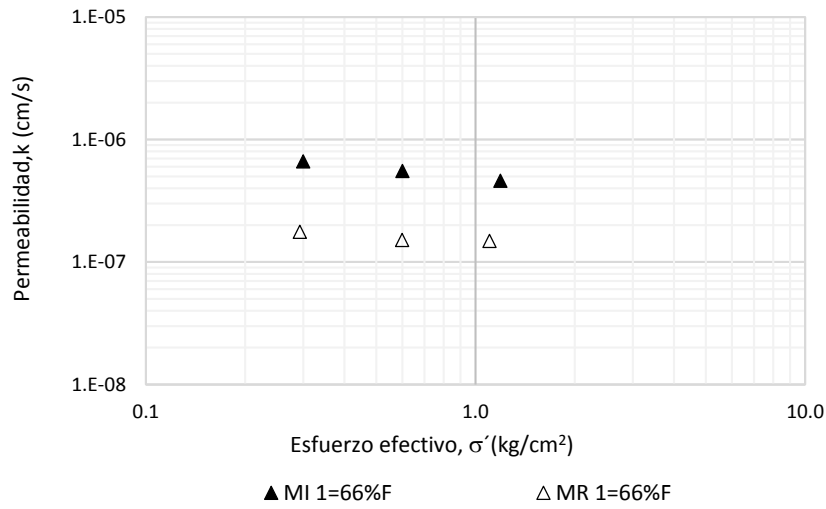


Figura 152. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M1.

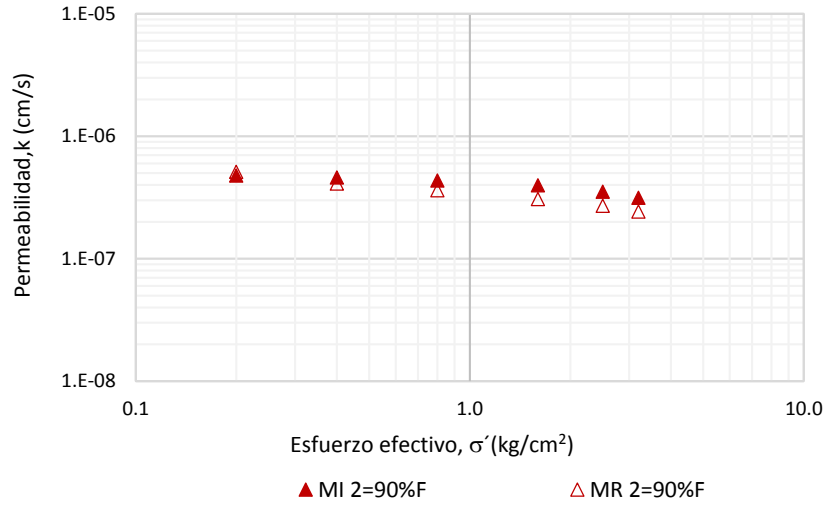


Figura 153. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M2.

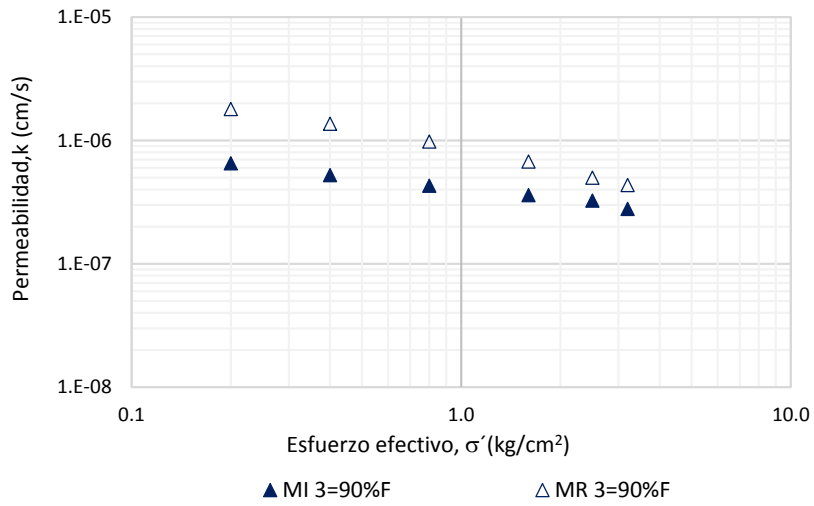


Figura 154. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M3.

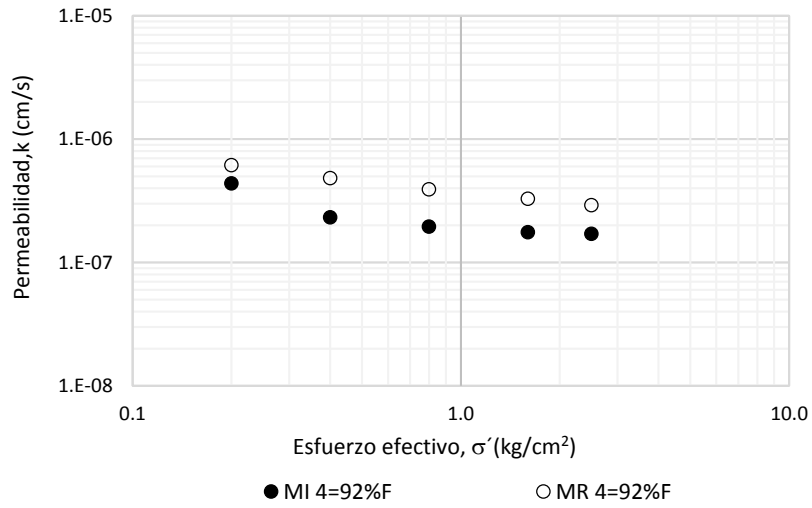


Figura 155. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M3.

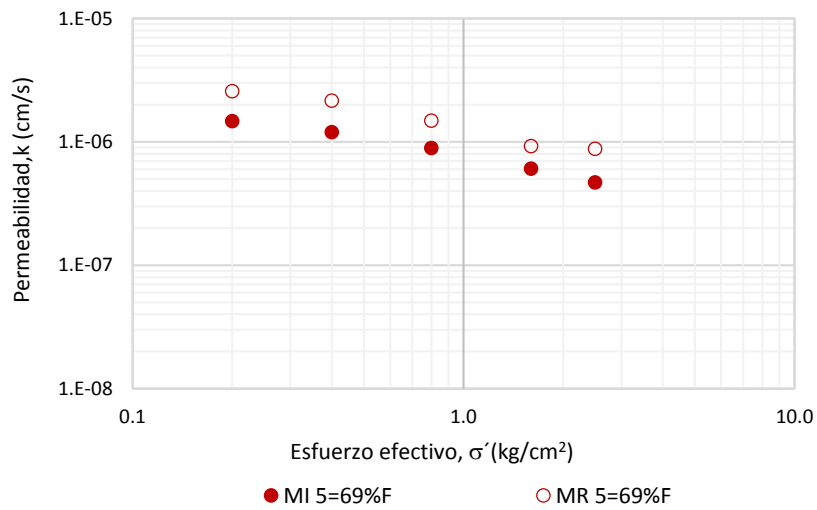


Figura 156. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M4.

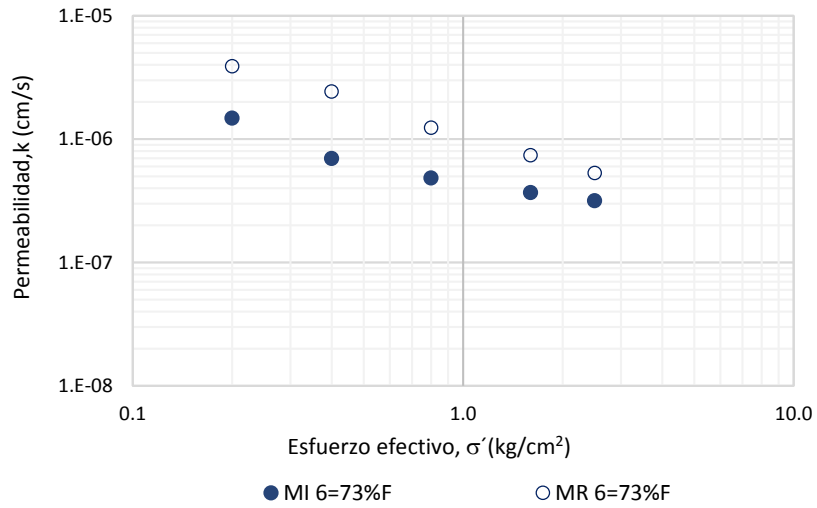


Figura 157. Influencia del esfuerzo efectivo en el coeficiente de permeabilidad en ensaye M5.

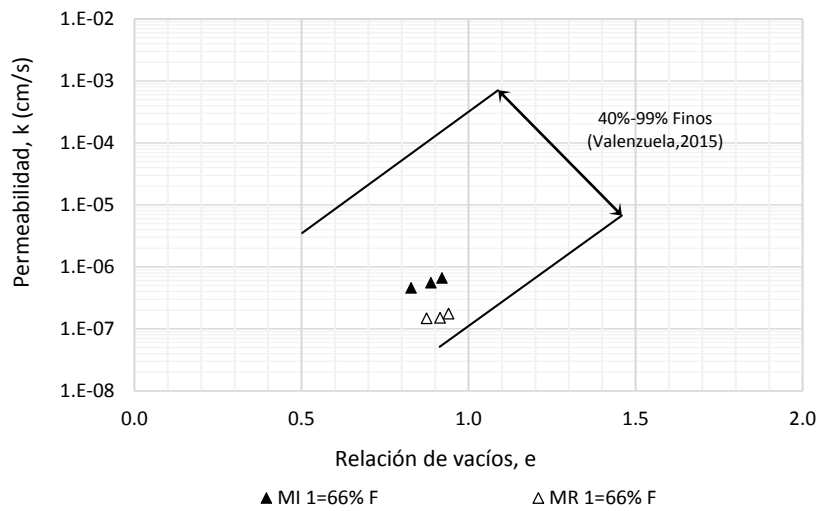


Figura 158. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M1

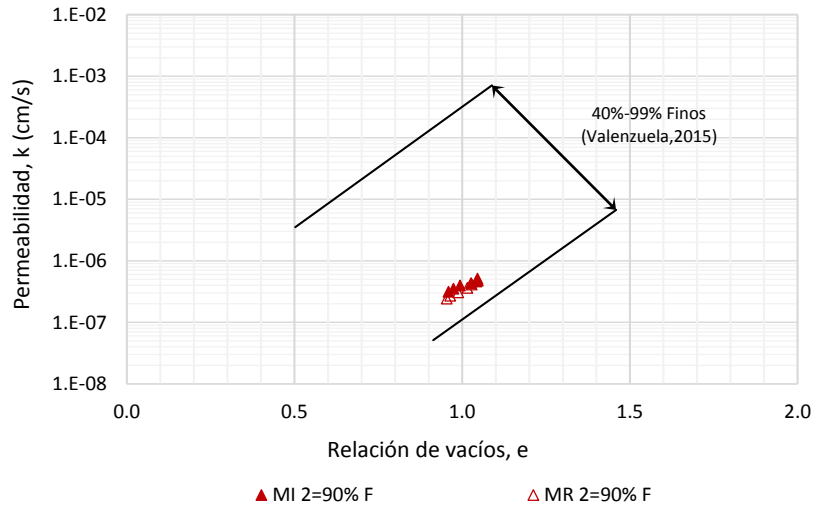


Figura 159. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M2.

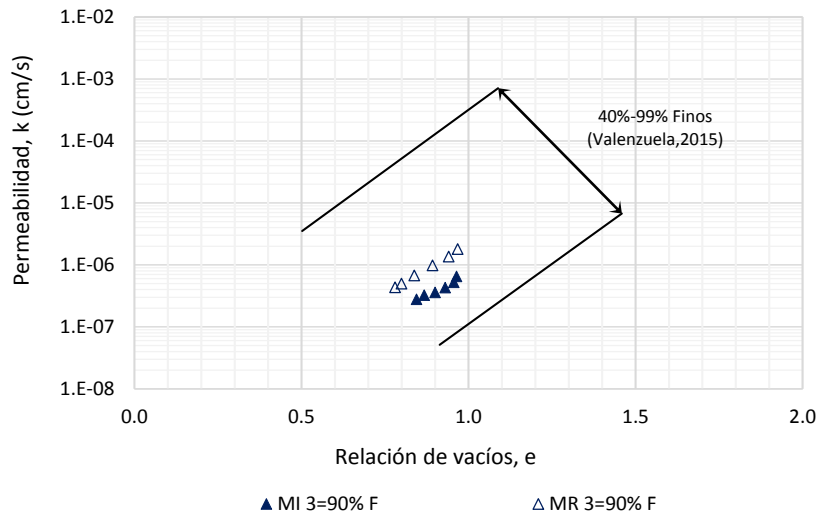


Figura 160. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M3.

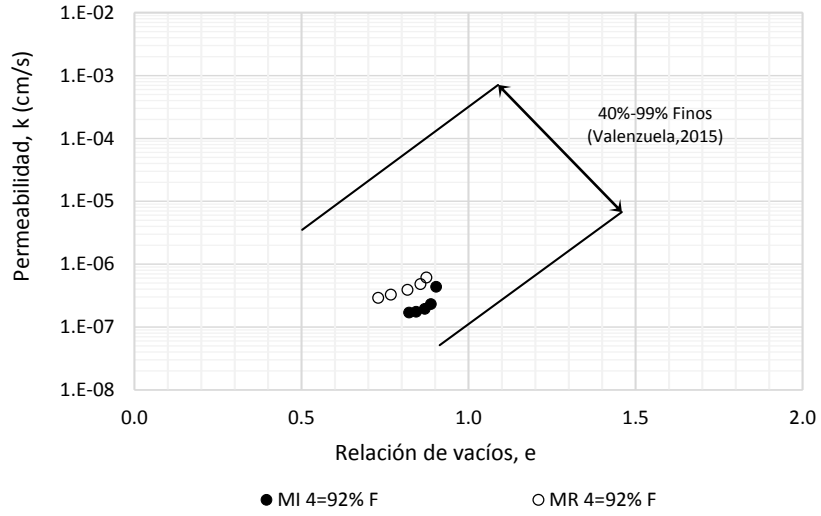


Figura 161. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M4.

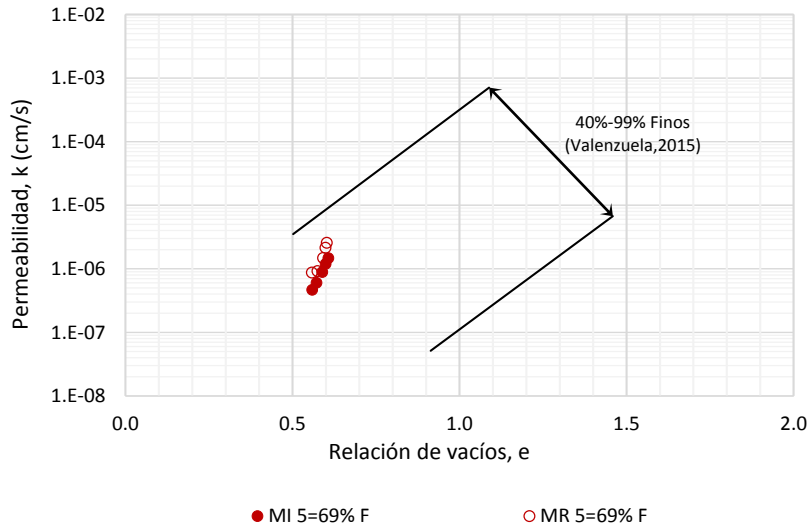


Figura 162. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M5.

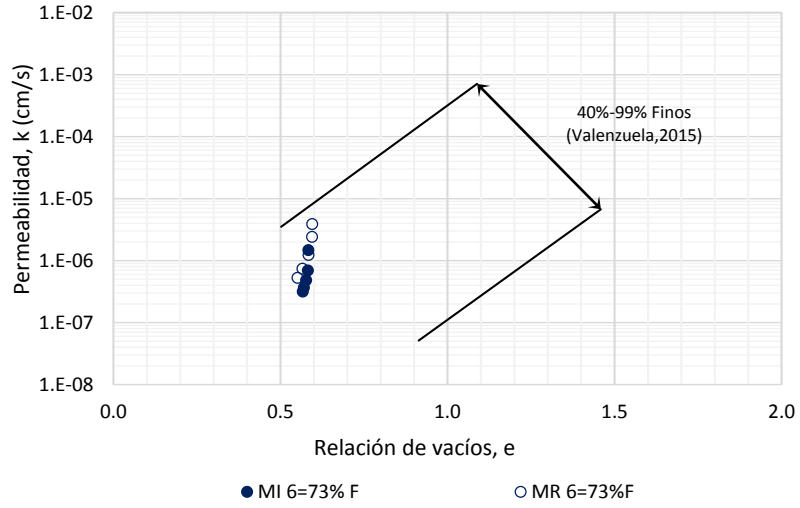


Figura 163. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M6.

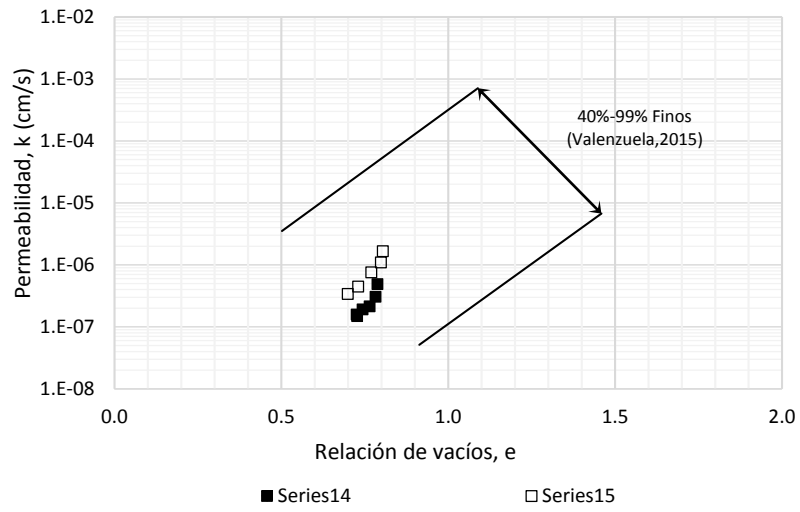


Figura 164. Permeabilidad en función del contenido de finos para ensaye M7.