

## Recomendaciones para la interpretación de ensayos de permeabilidad en sondeos abiertos tipo *slug test* y su aplicación en vertederos para residuos inertes

Carlos Luengo (Viceconsejería de Sostenibilidad Ambiental, Gobierno Vasco)

**Resumen:** se presenta una serie de recomendaciones emitidas por diferentes autores para la interpretación de los ensayos de permeabilidad hidráulica horizontal en sondeos abiertos tipo slug test, y su aplicación a un caso práctico.

### 1. Introducción

La vigente normativa europea sobre vertederos (Directiva 31/1999/CE, puntos 3.1 y 3.2 de su anexo 1) establece que la base y laterales de todo vertedero debe tener, entre otros elementos, una capa mineral que cumpla ciertos requisitos para que sea considerada una barrera geológica que proteja el suelo y las aguas subterráneas de la contaminación. En el caso de los vertederos para residuos inertes dichos requisitos son una permeabilidad  $\leq 1,0 \times 10^{-7}$  m/s en un espesor  $\geq 1$  m. Cuando el terreno sobre el que asiente el vertedero no cumpla estas condiciones de modo natural, dicha norma permite que pueda completarse artificialmente hasta proporcionar una protección equivalente. Una de las soluciones habituales es la instalación de una capa de suelos compactados. En este caso, dicha normativa exige que la barrera geológica artificial (BGA) tenga un espesor mínimo de 0,5 m.

En terrenos con una permeabilidad  $> 2 \times 10^{-9}$  m/s el transporte de solutos tiene lugar por advección-dispersión, siendo la difusión despreciable (Shackelford, 1988). En esa situación, la protección ejercida por la barrera geológica está controlada por el tiempo medio que tarda el agua en atravesarla, el cual depende fundamentalmente de su espesor y permeabilidad. En el caso de la barrera geológica requerida a un vertedero para residuos inertes dicho tiempo medio de tránsito resulta del orden de 1 mes, lo que permite detectar una concentración preocupante en los lixiviados del vertedero mediante un muestreo mensual de dichos lixiviados e identificar y retirar los residuos que la han generado. Además, la presencia de dicha barrera geológica reduce el volumen de lixiviados que llega al terreno subyacente al vertedero respecto a la cantidad de lixiviados generados. Para respetar dicho tiempo de tránsito y proporcionar una protección equivalente a la indicada en la normativa, la BGA de un vertedero de residuos inertes construida con suelos compactados con un espesor de 0,5 m debe presentar una permeabilidad  $\leq 5 \times 10^{-8}$  m/s suponiendo que la porosidad eficaz y el gradiente hidráulico se mantienen constantes.

Para una permeabilidad  $< 2 \times 10^{-9}$  m/s la importancia del transporte por advección-dispersión disminuye gradualmente, hasta que por debajo de  $2 \times 10^{-11}$  m/s es despreciable y predomina el transporte por difusión (Shackelford, 1988). La consecuencia es que el valor del espesor y permeabilidad dejan de ser relevantes en la determinación de la protección equivalente de la BGA de un vertedero para residuos no peligrosos o de un vertedero para residuos peligrosos, a los que se requiere una permeabilidad  $\leq 1,0 \times 10^{-9}$  m/s en un espesor  $\geq 1$  m y  $\geq 5$  m respectivamente (Directiva 31/1999/CE), y tampoco es adecuado para una BGA formada por un geocompuesto de bentonita (GBR-C o GCL) o por mezclas suelo-bentonita, las cuales suelen presentar una permeabilidad en torno a  $10^{-11}$  m/s.

A pesar de que la Directiva 31/1999/CE anunciaba que se establecería el método para determinar el valor de la permeabilidad, todavía no ha sido así, y la Directiva (UE) 2018/850 se limita a actualizar el procedimiento administrativo que ha de seguir la Comisión Europea para establecer dicho método.

En el estudio hidrogeológico de un posible emplazamiento de vertedero siempre debe incluirse la determinación de la permeabilidad del terreno subyacente.

Si se construye una barrera geológica artificial (BGA) con suelos compactados, su plan de control de calidad constructiva debe incluir a determinación de la permeabilidad de dicha BGA. En Estado Unidos, los ensayos más utilizados para determinar la permeabilidad de una BGA son los infiltrómetros de doble anillo (abiertos o con el anillo interior sellado) para obtener su permeabilidad vertical ( $K_v$ ) y el ensayo en sondeo en dos etapas propuesto por Trautwein & Boutwell (1994) para su permeabilidad horizontal ( $K_h$ ).

En una BGA con suelos compactados el valor de la permeabilidad horizontal ( $K_h$ ), o paralela a las capas, puede ser varios órdenes de magnitud superior a la permeabilidad vertical ( $K_v$ ), o perpendicular a las capas compactadas, si una compactación deficiente ha generado un medio heterogéneo y anisótropo.

Por otro lado, la permeabilidad del terreno es un parámetro necesario para realizar un análisis cualitativo de riesgos (ACR) para la salud humana y el medio ambiente que incluyan modelizaciones sencillas (mediante soluciones analíticas) o complejas (mediante métodos numéricos) del transporte de contaminantes a través de las aguas subterráneas generados por la presencia de suelos contaminados, actividades industriales o depósitos de residuos.

En el caso de una barrera geológica natural o artificial para un vertedero para residuos inertes se debe utilizar un método de medida de la permeabilidad capaz de proporcionar resultados dentro del rango  $10^{-6}$  m/s -  $10^{-8}$  m/s aproximadamente. Para los otros tipos de vertederos el rango requerido es diferente y los métodos de medida adecuados también.

Los ensayos de permeabilidad que se realizan en sondeos normalmente permiten determinar la permeabilidad horizontal ( $K_h$ ) del terreno. En el presente documento se va a considerar uno de ellos.

## 2. Métodos normalizados de ensayo permeabilidad en sondeos abiertos: slug test

En España, la *Asociación Española de Normalización y Certificación* (AENOR) publicó la norma UNE-EN ISO 22282-2:2013 en la que se describen tres métodos de ensayo en sondeos abiertos, de los cuales solo el *ensayo a nivel variable* permite determinar la permeabilidad horizontal ( $K_h$ ) de terrenos en el rango entre  $10^{-6}$  m/s y  $10^{-9}$  m/s y, por lo tanto, tiene interés para determinar si existe una barrera geológica. Este ensayo consiste en producir una variación (aumento o disminución) instantánea del nivel de agua en un determinado tramo de sondeo, pozo o piezómetro, normalmente introduciendo una barra cilíndrica maciza más densa que el agua (p.ej. metálica), registrando la evolución temporal de nivel de agua en su interior. En la literatura anglosajona se conocen como *slug test*. La explicación que se presenta en el anexo B (informativo) de dicha norma del procedimiento de interpretación de los resultados del ensayo resulta escasa.

A este ensayo no debe denominarse ensayo Lefranc, nombre que debe reservarse para los ensayos a caudal constante y nivel variable donde se inyecta o extrae mediante bombeo un caudal constante no nulo de agua en un determinado tramo de sondeo, pozo o piezómetro registrando la evolución temporal del nivel de agua en su interior, tal y como precisa Cassan (2014). Al implicar inyección o bombeo el ensayo Lefranc sólo es aplicable en terrenos con valores de la permeabilidad horizontal alta:  $K_h > 10^{-6}$  m/s. La realización de estos ensayos Lefranc se describe en Custodio & Llamas (1983) y Jiménez-Salas et al. (1981).

En Francia, la *Association Française de Normalisation* (AFNOR) publicó su norma equivalente (NF EN ISO 22282-2:2014), pero manteniendo en vigor otras normas como la NF X30-423:2011 (ensayo a carga variable o *slug test*, para medir una  $K_h$  entre  $10^{-6}$  y  $10^{-9}$  m/s), la NF X30-424:2013 (ensayo a tres escalones de carga hidráulica constante hasta alcanzar un caudal constante, para una  $K_h$  entre  $10^{-6}$  y  $10^{-9}$  m/s). Hay que destacar la existencia de la norma NF X30-490:2012, la cual especifica los criterios que deben cumplir una empresa y el personal dedicado a caracterizar la permeabilidad de una barrera geológica natural o artificial para la instalación de un vertedero.

Finalmente, la *American Society for Testing and Materials* (ASTM) dispone de los siguientes normas en vigor relativas al tema: ASTM D4043-17, donde se proporcionan pautas para desarrollar el modelo hidrogeológico conceptual del emplazamiento a estudiar y para la selección del método de que permita determinar sus propiedades hidráulicas, pero sin fijar el procedimiento para su determinación; la ASTM D4044/D4044M-15, donde se describe el procedimiento para realizar en campo los ensayos a carga variable (*slug test*). Para la interpretación de dichos ensayos existían normas como la ASTM D5912-96(2004) para calcular la  $K_h$  de un acuífero no confinado con respuesta sobreamortiguada a un cambio instantáneo de nivel según el método de Bouwer & Rice (1976), pero fue retirada en julio de 2013 y no reemplazada.

## 3. Construcción de los piezómetros

Para la correcta interpretación de los datos obtenidos en un ensayo de permeabilidad realizado en pozos perforados en formaciones geológicas naturales es necesario conocer previamente (Custodio & Llamas, 1983): las características geológicas del emplazamiento (tipo de materiales, cómo se han originado, sus espesores, su variabilidad espacial, fracturación, etc.), las características constructivas del pozo donde se realiza el ensayo y disponer de un modelo hidrogeológico conceptual (posición del nivel piezométrico, dirección y sentido de flujo de las aguas subterráneas, condiciones de contorno del sistema afectado por el ensayo, tales como la presencia de bordes impermeables laterales o verticales, presencia de bordes positivos

que aportan recargas laterales o un nivel constante, presencia de límites verticales impermeables o semipermeables, a fin de elegir el método de interpretación cuyas hipótesis de partida mejor se ajusten a la realidad del medio ensayado y poder interpretar las desviaciones que surjan respecto a dicho método. Del mismo modo, para la correcta interpretación de los ensayos de permeabilidad realizados sobre una BGA también debe disponerse previamente de un modelo conceptual del medio ensayado, lo cual supone analizar e interpretar el proceso constructivo de dicha BGA, y sus controles de calidad constructiva, a fin de determinar el cumplimiento de las especificaciones constructivas, su espesor, homogeneidad e isotropía del medio, su grado de saturación, la posición del nivel piezométrico, etc.

Respecto a las características constructivas del pozo donde se realiza el ensayo resultan relevantes para la correcta interpretación de los ensayos las siguientes: diámetro de perforación del sondeo, diámetro interior y exterior de las tuberías, la posición de los tramos ranurados/perforados o ciegos de las tuberías, de los tramos filtrantes rellenos de grava y sellados del espacio anular entre las tuberías y las paredes del sondeo, naturaleza y características de los materiales utilizados, incidencias durante la perforación, testificación y corte geológico del sondeo perforado, etc.

En general, a pesar de que es una obra oculta, el proceso de instalación de los piezómetros se documenta pobremente, dando por supuesto que su construcción siempre ha sido correcta y que se han alcanzado los resultados deseados, sin verificación posterior alguna. Nielsen & Scalla (2005) estiman que más del 65 % de los piezómetros instalados en Norte América desde finales de la década de 1970 está pobremente instalados o desarrollados, y esos defectos constructivos pueden afectar a las estimaciones de la permeabilidad, con lo que la suposición de que su construcción es siempre correcta es bastante probable que ser errónea. Estos autores presentan una detallada recopilación de recomendaciones para el diseño y construcción de piezómetros. Black (2010) indica que el fenómeno que causa mayores errores de interpretación de los ensayos de permeabilidad son las fugas, p.ej. a través de los sellos con pellets de bentonita en el espacio anular entre las tuberías piezométricas y las paredes del sondeo, o a través de la base de la entubación cuando el ensayo se hace (en avance) durante la perforación.

Para obtener un sellado estanco de dicho espacio anular utilizando bentonita debe asegurarse que ésta permanece hidratada en todo momento, ya que en caso contrario se desecará y agrietará permitiendo el paso de agua a su través hasta que vuelva a hincharse (Nielsen & Scalla, 2005). En consecuencia, los sellos con bentonita solo deben instalarse en la zona permanentemente saturada del terreno. Por encima normalmente se utilizan lechadas de cemento. Tampoco se debe utilizar para sellar un pozo surgente sin emplear algún dispositivo que impida el flujo vertical de agua por el espacio anular ya que, al comienzo del proceso de hinchamiento de los pellets de bentonita, se forma una película de lodo en el exterior de cada pellet, y si el agua fluye entre los pellets puede arrastrar esa capa de lodo. Y aunque a continuación se cree una nueva película de lodo, la repetición del proceso hace que lentamente se vaya perdiendo masa de bentonita del pozo, hasta que no se disponga de suficiente para asegurar el sellado.

Cuando el tramo a sellar tiene una longitud  $< 3$  m y se encuentra a menos de 9 m de profundidad, los pellets de bentonita se pueden verter por gravedad desde la boca del sondeo, procurando que no se produzcan puentes entre las partículas. Si los pellets no quedan lo suficientemente juntos, porque se ha producido puenteo entre granos o por un flujo de agua ascendente, entonces, al hidratarse y expandirse no son capaces de llenar completamente el espacio entre ellos, con lo que no sellan el espacio anular. Para evitar el puenteo, los pellets deben verterse lentamente, deteniendo la operación para medir la profundidad alcanzada (por ejemplo, cada 1,5 m), apisonarlos con una barra y agregar agua para que se hidraten de conformidad con las especificaciones del fabricante o, en su defecto, empleando un mínimo de 4,2 L de agua por cada kg de bentonita depositada (Nielsen & Scalla, 2005). Si la bentonita en pellets o en grano grueso presenta contenidos apreciables de finos, entonces debe verterse previamente sobre una malla de alambre para que pierda dichos finos. Debe esperarse a que la bentonita se haya expandido, respetando los tiempos indicados por el fabricante, antes de instalar otra capa sobre ella, o antes de realizar el desarrollo o de cualquier ensayo de permeabilidad en el sondeo.

Por ejemplo, los pellets de bentonita cálcica activada de la marca Mikolit B fabricados por Terratech BV, tienen unos 8 mm de diámetro, entre 7 y 12 mm de longitud, presentan una superficie seca, aunque su interior está ligeramente húmedo para mantener su forma, requiriendo 15 minutos sumergidos en agua para empezar a hincharse y más de 2 días para que su hidratación se complete y se forme una masa continua y homogénea con una permeabilidad  $< 10^{-12}$  m/s como indica el fabricante (Tveit, 2012). Debe instalarse 1,1 toneladas de producto por cada  $m^3$  de espacio anular a sellar.

Según la norma UNE-EN ISO 22475-1:2022, no es de esperar que se produzca puenteo entre las partículas de grava o de pellets cuando el diámetro máximo de dichas partículas ( $d_{Gmax}$ ) no supere el 15 % de la anchura del espacio anular ( $e_{ca}$ ).

Además, puede haber fugas a través de las tuberías del piezómetro, especialmente en las uniones entre tramos de tuberías, aunque también pueden aparecer en cualquier parte de la tubería debido a daños mecánicos o químicos (van der Kamp & Keller, 1993). En esos casos, no puede confiarse en que el sellado anular sea capaz de evitar la fuga ya que, aunque éste presente una baja permeabilidad, su espesor es reducido y suele estar sometido a un alto gradiente hidráulico. Estos autores recomiendan bien utilizar tuberías termoplásticas continuas (con centradores), o bien utilizar uniones roscadas recubiertas con una cinta sellante adhesiva (previa verificación de que no aportan contaminantes al agua subterránea) y una junta tórica y que mantengan constante el diámetro interno y externo de la tubería, y realizar pruebas de estanqueidad en los tramos ciegos de la tubería piezométrica una vez que dichas tuberías ya roscadas se han introducido en el sondeo y antes de proceder a rellenar del espacio anular entre dichas tuberías y las paredes del sondeo. Dichas pruebas de estanqueidad, consistentes en aislar el tramo ciego de la tubería mediante obturadores inflables, aplicar una cierta presión dentro del tramo aislado, y registrar la evolución de la presión dentro de tubería durante la prueba, se describen en la norma UNE-CEN/TR 12108:2015 IN para tuberías termoplásticas y son obligatorias en las tuberías de abastecimiento de agua. Las causas típicas del mal cierre de las uniones entre tuberías son: la no instalación de la junta tórica, daños mecánicos en las uniones o roscas por golpes durante su manipulación, la presencia de partículas de tierra o rebabas del corte de tuberías en las uniones (incluso bajo la junta tórica). Como medida preventiva antes de su instalación debe realizarse una inspección visual y una limpieza de las uniones.

Las operaciones de construcción de pozos y piezómetros deben ser realizadas por una empresa especializada y experimentada en estas labores. No obstante, es necesario trasladar por escrito las especificaciones anteriores y vigilar a pie de obra su cumplimiento por técnico especializado, el cual deberá posicionarse sobre la conformidad de su instalación en un documento fin de obra donde se recojan lo realmente ejecutado, incluyendo las fichas técnicas de los productos utilizados (tuberías, cementos, bentonitas, etc.), las cotas a las que se encuentran instaladas cada una de las uniones entre tuberías dentro del piezómetros y de los tramos ranurados de las tuberías, las proporciones agua/cemento o agua/bentonita con que se fabrican las lechadas de los sellados, la comparación entre la cantidad teórica de gravas, bentonita o lechada de cemento que se debe introducir y la que realmente se ha podido instalar, la fecha y hora a partir de la cual ha transcurrido tiempo suficiente para que el sello instalado sea completamente estanco, bien por desecación y recristalización en caso de la lechada de cemento, o bien por hidratación y expansión en el caso de la bentonita, y puede hacerse los ensayos de permeabilidad, , etc.

Además, mediante topografía deben obtenerse las coordenadas X, Y y Z, expresadas en el sistema de referencia UTM ETRS89, del punto de la boca del piezómetro desde el cual se van a realizar las medidas de nivel, marcando de forma indeleble dicho punto en la boca del piezómetro, su cota y la denominación del piezómetro. Es fácil encontrar en vertederos u instalaciones una larga vida útil la presencia de varios sondeos denominados S-1 o SM-1. Por lo que se recomienda que en la denominación de los piezómetros se incluya el año de instalación (p.ej. S1-2022), de modo que pueda encontrarse con facilidad el informe con sus detalles constructivos y si en el futuro debe ser sustituido o complementado, puedan diferenciarse fácilmente.

Toda la información relativa a posiciones verticales de los materiales atravesados por el sondeo (testificación), de los elementos constructivos de piezómetro y de los niveles piezométricos medidos debe ser expresada en cotas absolutas y representada en una única figura realizada en ese sistema de referencia y a la misma escala, a fin de visualizar simultáneamente lo que ocurre dentro del piezómetro. Con los niveles medidos en varios piezómetros se pueden obtener una visión tridimensional del funcionamiento hidrogeológico realizando mapas piezométricos y calculando la dirección del sentido de flujo y la magnitud gradiente hidráulico de las aguas subterráneas con los que obtener una interpretación global y consistente de las medidas de nivel piezométrico que se realicen.

Los ensayos de permeabilidad en sondeos abiertos mediante la aplicación instantánea de una sobrecarga hidráulica que afecten al tramo de sello del espacio anular permiten detectar defectos en su construcción (Black, 2010), por lo que sirven como método de control constructivo de los piezómetros.

#### **4. Pretratamiento de los datos**

Antes de aplicar cualquier método de cálculo de la permeabilidad hay que procesar los datos para determinar: la posición real del nivel piezométrico dentro de la formación geológica ensayada, la longitud efectiva del tramo filtrante ( $L_{ef}$ ) y el diámetro efectivo de la sección de medida ( $d_{ef}$ ), para elegir los datos que no estén afectados por problemas tales como la presencia de fugas, almacenamiento de agua en el tramo filtrante.

#### 4.1. Establecimiento del nivel piezométrico en la formación ensayada

En medios de baja permeabilidad, se observa un cierto desfase entre el nivel piezométrico dentro la formación geológica ensayada y la respuesta (el nivel medido) en un pozo o piezómetro, necesiéndose que transcurra un cierto tiempo para que se alcance el equilibrio entre ambos (Hvorslev, 1951). Por lo que el nivel del agua que se mida en el pozo justo antes de realizar un ensayo no tiene por qué coincidir con el nivel piezométrico dentro la formación geológica y sólo debe considerarse orientativo.

Según Black (2010), el error más habitual al interpretar los ensayos *slug* es no haber determinado correctamente el nivel piezométrico en la formación ensayada. Los métodos de cálculo de la permeabilidad basados en ajustar una recta sobre los datos experimentales representados sobre un gráfico semilogarítmico  $t-H/H_0$  producen resultados correctos siempre y cuando se haya elegido el valor correcto para nivel piezométrico (Chiasson, 2005); en caso contrario, se obtienen diferentes valores para la permeabilidad en función de los puntos experimentales que se elijan para ajustar la recta.

Butler (1997) recomienda que el ensayo a carga variable (*slug test*) se prolongue hasta que el grado de recuperación de la sobrecarga hidráulica aplicada sea del 5 % (o sea, hasta que  $H/H_0 \leq 0,05$ ). De este modo, puede determinarse la cota a la cual se estabilizan los niveles que corresponde al nivel piezométrico de la formación ensayada, y se pueden detectar otros fenómenos que pueden afectar al ensayo: presencia de niveles más permeables inadvertidos, fracturación hidráulica, incorrecto sellado de piezómetros, saturación del terreno, consolidación. Un error muy frecuente es tomar pocos datos (en un caso extremo limitarse a dos mediciones) o finalizar la duración del ensayo antes de llegar a ese grado de recuperación presuponiendo que todos los datos experimentales, cuando se representen en el gráfico semilogarítmico  $t-H/H_0$ , van a seguir una recta, porque la realidad puede ser diferente y el ensayo verse afectado por fenómenos no previstos, presentar varios tramos rectos, como indican Brouwer & Rice (1976), o con el tiempo ir curvándose hacia arriba o hacia abajo, con lo que se llegaría a conclusiones erróneas.

En los ensayos a nivel variable se debe estimar la posición del nivel piezométrico a partir del análisis de las medidas de nivel tomadas durante el ensayo utilizando conjuntamente las siguientes herramientas:

- A) En el gráfico  $t-h$ , de evolución temporal de los niveles medidos. Permite identificar comportamientos de modo aproximado: detectar si hay una respuesta sobreamortiguada (típica de formaciones que no presentan alta permeabilidad) u oscilante (típica de formaciones de alta permeabilidad) tras ser excitada mediante una sobrecarga hidráulica instantánea; detectar una tendencia a la estabilización de los niveles registrados en un determinado valor, y comparar dicho valor con el nivel pre-ensayo.
- B) En el gráfico de la velocidad. Consiste en representar gráficamente la velocidad de descenso del nivel del agua en el piezómetro  $[dh/dt = (h_{i+1} - h_i)/(t_{i+1} - t_i)$ , en m/s] en el eje de abscisas frente al nivel promedio durante el mismo intervalo de tiempo  $[h_m = (h_{i+1} + h_i)/2$ , en msnm] en ordenadas. La distribución de los datos experimentales en este gráfico permite detectar e interpretar comportamientos que a veces no son evidentes en otros gráficos:
  - a) Si todos los datos se alinean según una línea recta, entonces hay una relación constante entre la carga hidráulica aplicada ( $H$ ) y el caudal ( $Q$ ) y, por lo tanto, hay un flujo laminar siguiendo la ley de Darcy. La intersección de esta recta con el eje de ordenadas ( $n_v$ , en msnm) corresponde a la posición del nivel piezométrico real dentro de la formación ensayada (Castany, 1968). Mientras que su pendiente  $[m_v = h_m/(dh/dt)$ , en s] permite determinar la permeabilidad horizontal del terreno ( $K_h$ , en m/s):

$$K_h = \frac{1}{m_v} \frac{S}{F} \quad (1)$$

donde:

$S$  = sección (en  $m^2$ ) donde se mide el nivel:  $S = \pi d_{ef}^2/4$ ;

$d_{ef}$  = diámetro efectivo de la sección donde se mide el nivel (en m); y

$F$  = factor de forma (en m).

- b) Si los datos se alinean siguiendo dos rectas de diferente pendiente, indica que por debajo de un cierto nivel se pasa de una relación  $H/Q$  constante a otra relación  $H/Q$  constante. La ordenada en el origen ( $n_{v2}$ ) de la segunda recta (parte izquierda del gráfico) indica la cota del nivel piezométrico dentro de la formación ensayada, y su pendiente ( $m_{v2}$ ) permite determinar la permeabilidad de la formación ensayada según la ecuación 1. La interpretación de la causa de la aparición de primera recta (a veces curva) depende del conocimiento que se tenga del medio ensayado o del pozo donde se realiza el ensayo: puede ser debida a una fuga de agua del piezómetro (Chapuis et al., 1981), humedecimiento del terreno que inicialmente estaba no

saturado (Chapuis, 1999), cambio en la sección donde se realizan las medidas de nivel (paso de un tramo ciego a uno filtrante), etc.

Black (2010) indica que el defecto que causa mayores errores de interpretación son las fugas p.e. a través de los sellados con pellets de bentonita del espacio anular de piezómetros de control, o a través de la base de la entubación cuando el ensayo se hace durante la perforación.

Las pendientes ( $m_v$  o  $m_{v2}$ ) se obtiene por regresión lineal en el gráfico de velocidades sobre los datos que se presenta alineados. Cuando se obtenga un coeficiente de determinación  $R^2 < 0,87$ , entonces la permeabilidad horizontal ( $K_h$ ) que se calcule a partir de la pendiente  $m_{v2}$  tendrá un error  $> 10 \%$  respecto al valor real (Chiasson, 2012), por lo que esa pendiente no debería utilizarse para calcular  $K_h$ , pero si puede emplearse la intersección de esa recta con el eje de ordenadas ( $n_{v2}$ ) como estimación inicial del nivel piezométrico real en el cálculo iterativo del método de Chiasson (2005, 2012).

C) Método Z-t de Chiasson (2005, 2012). Este autor advierte que el método del gráfico de velocidades tiene sus dificultades. Las imprecisiones en las medidas pueden generar imprecisiones más grandes en las velocidades calculadas. Esto se debe a la doble imprecisión en las derivadas, la cual puede producir una dispersión considerable en el gráfico de velocidad, y en consecuencia inducir a clasificar el ensayo como pobre o defectuoso, y rechazarlo. En consecuencia, propone utilizar la representación de los datos experimentales sobre un gráfico semilogarítmico  $t-H/H_0$ , con el tiempo ( $t$ ) en el eje de abscisas en escala aritmética y la relación entre la sobrecarga hidráulica ( $H$ ) existente en un instante  $t$  y la sobrecarga hidráulica inicial ( $H_0$ ), ambas respecto a nivel piezométrico de la formación ensayada, en el eje de ordenadas en escala logarítmica. Pueden encontrarse varias situaciones:

- a) Todos los puntos experimentales se alinean según una recta (Hvorslev, 1951), de la que, por regresión, se obtiene su correspondiente ecuación exponencial ( $H/H_0 = m_{ln} e^{-m_{ln} t}$ ), cuyo coeficiente ( $m_{ln}$ , en  $s^{-1}$ ) se utiliza para determinar la permeabilidad horizontal ( $K_h$ , en m/s):

$$K_h = m_{ln} \frac{S}{F} \quad (2)$$

donde:

$m_{ln}$  = coeficiente de agotamiento del tramo lineal seleccionado en el gráfico semilogarítmico

$H/H_0 - t$ :  $m_{ln} = \ln(H/H_0)/t$ .

$S$  = área (en  $m^2$ ) de la sección donde se mide el nivel:  $S = \pi d_{ef}^2/4$ .

$d_{ef}$  = diámetro efectivo (en m) de la sección donde se mide el nivel.

$F$  = factor de forma (en m).

Comparando esta ecuación con la ecuación 1 se concluye que:  $m_{ln} = 1/m_v$ . Cuando esta igualdad no se cumpla, entonces se utilizará el valor de  $m_{ln}$  para determinar el valor de  $K_h$ .

- b) Los puntos experimentales se alinean según dos tramos rectos (Bouwer & Rice, 1976). Un primer tramo de mayor pendiente y un segundo tramo de menor pendiente que el anterior, controlado por la permeabilidad de la formación geológica. Butler (1996) recomienda que el valor de  $m_{ln}$  sea obtenido ajustando los datos experimentales de este segundo tramo en el intervalo 0,15-0,25 de los valores de  $H/H_0$  si aplica la ecuación de Dachler (1936). En formaciones de baja permeabilidad Sun & Koch (2014) recomiendan ampliar ligeramente dicho intervalo a 0,15-0,30.
- c) Los puntos experimentales siguen un trazado curvo, hacia arriba o hacia abajo, lo que indica que no se ha considerado el valor correcto para el nivel piezométrico en la formación al determinar los valores de la sobrecarga hidráulica aplicada. En este caso, se debe calcular de modo iterativo el valor del nivel piezométrico en la formación ensayada que minimice la suma de cuadrados de los residuos entre los valores experimentales alineados y la función exponencial ajustada, de modo que se obtenga el mejor estimador insesgado (Chiasson, 2005), o que se maximiza el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) de la recta ajustada a los datos experimentales que se presentan alineados (Chiasson, 2012). Como valor inicial en dicho cálculo iterativo se puede introducir el valor de  $n_v$  o  $n_{v2}$  obtenido con el gráfico de velocidades. A medida que valor introducido se aproxima al valor real del nivel piezométrico los datos experimentales se van disponiendo en un o dos tramos rectos, los cuales se interpretan como se ha indicado anteriormente.

La correcta realización de los ensayos tipo slug en medios de baja permeabilidad permite obtener una estimación más realista de la posición del nivel piezométrico que una única medida puntual.

#### 4.2. Longitud efectiva del tramo filtrante ( $L_{ef}$ )

La longitud efectiva del tramo filtrante ( $L_{ef}$ ) es la longitud del tramo filtrante que se encuentra por debajo del nivel piezométrico en la formación ensayada, tal y como recomienda Fetter (2001). Así, si el nivel piezométrico está por encima del tramo filtrante, entonces ( $L_{ef}$ ) es la longitud del tramo de gravas ( $L$ ).

Cuando el nivel piezométrico se encuentra en el tramo filtrante, para considerar que  $L_{ef}$  no cambia significativamente durante el ensayo, solo se considerarán las sobrecargas  $< 0,25 L_{ef}$ . Para cumplir esta condición a veces habrá que repetir el ensayo aplicando sobrecargas menores.

#### 4.3. Diámetro efectivo de la sección de medida ( $d_{ef}$ )

Cuando el nivel piezométrico de la formación geológica ensayada se encuentra por encima del tramo filtrante, entonces el diámetro efectivo de la sección de medida ( $d_{ef}$ ) es el diámetro interior de la tubería donde se realizan las mediciones de nivel.

Si el nivel piezométrico se encuentra en el tramo filtrante, entonces el valor de  $d_{ef}$  será menor que el diámetro de sondeo ( $D$ ), pero mayor que el diámetro interior de la tubería piezométrica ( $d$ ). Según Bouwer (1989), en la práctica se puede asumir que un filtro de gravas bien construido tiene una porosidad  $n = 0,3$ , con lo que se puede calcular el diámetro efectivo de la sección de medida ( $d_{ef}$ ):

$$d_{ef} = [d^2 + n (D^2 - d^2)]^{0,5} \quad (3)$$

#### 4.4. Factor de forma (F)

Se han propuesto diferentes métodos para la interpretación de los datos registrados. La norma UNE-EN ISO 22282-2:2013 incluye el método de Dachler (1936), popularizado por Hvorslev (1951) como caso 7, y muchas veces atribuido a este último autor, y el método de Bouwer & Rice (1976), sobre el cual Chapuis (2009) advierte que fue deducido de forma incorrecta, por lo que no se recomienda su uso.

Según Hvorslev (1951), para un sondeo con un tramo abierto lateralmente y por el fondo, y para una esbeltez de la zona filtrante  $L/D > 4$ , que es el caso más habitual, el factor de forma de Dachler (1936) se puede simplificar a:

$$F = \frac{2\pi L_{ef}}{\ln\left(\frac{2L_{ef}}{D}\right)} \quad (4)$$

donde:

$L_{ef}$  = longitud efectiva de la zona filtrante (en m).

$D$  = diámetro del sondeo en la zona filtrante (en m).

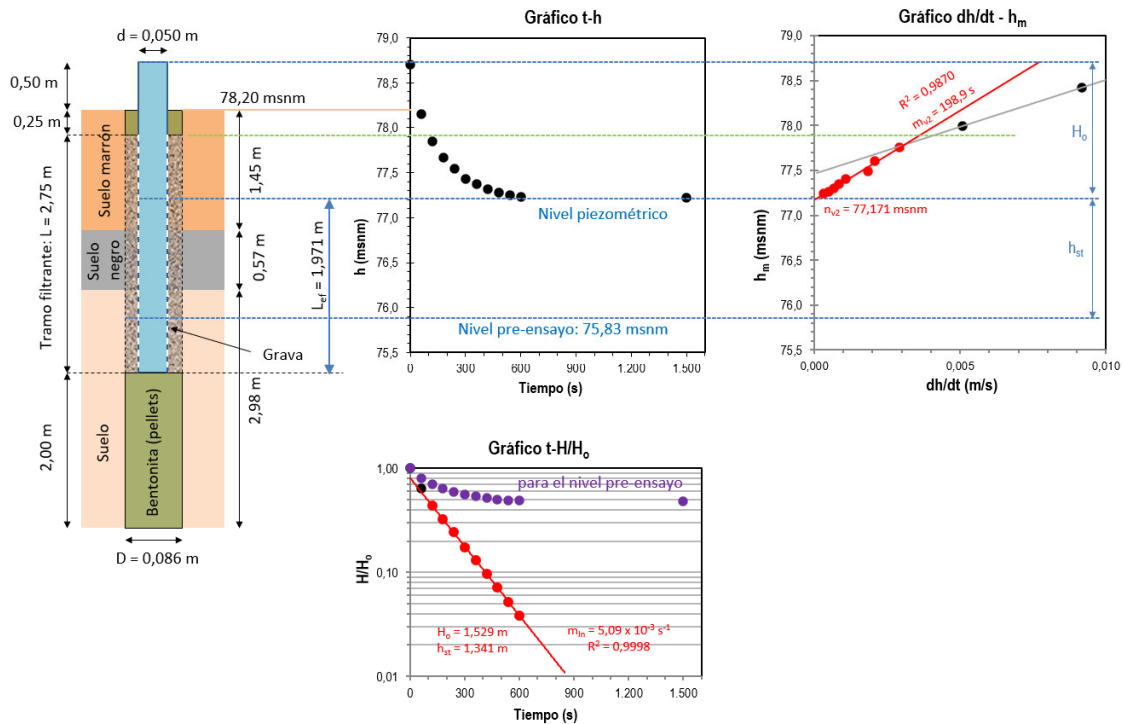
Cuando la esbeltez de la zona filtrante es grande ( $L/D > 10$ ), deja de ser relevante si el fondo del piezómetro está abierto o cerrado con un tapón siempre que las paredes del sondeo sean mucho más permeables.

### 5. Caso de estudio

En la figura 1 se presentan los materiales atravesados en un terraplén por el piezómetro P8-2018, sus características constructivas y los resultados de un ensayo de permeabilidad tipo slug test.

El nivel del agua previo al ensayo se encuentra dentro del tramo filtrante. Para la realización del ensayo se llenó de agua la tubería piezométrica hasta su boca, la cual sobresale 50 cm por encima del nivel del terreno en la boca del sondeo. Las dos primeras medidas de nivel se sitúan por encima del nivel del terreno y frente al tramo ciego de la tubería piezométrica, mientras que el resto de medidas se encuentra frente al tramo filtrante. Las notas de campo indican que durante su realización se observó en la boca del sondeo una salida de agua a través del espacio anular relleno con bentonita en pellets, sin indicar en qué momento ocurrió. Es de suponer que el agua saldría mientras el nivel del agua en la tubería piezométrica fuera superior al nivel de la boca del sondeo, y que el sello de bentonita estaba deficientemente construido sin poder precisar sus causas.

En el gráfico t-h, se observa un rápido descenso del nivel del agua hasta estabilizarse en algo más de 10 minutos a 1,3 m por encima del nivel del agua previo al ensayo.



**Figura 1.** Piezómetro P8-2018. Características constructivas y materiales atravesados. Gráficos interpretativos del ensayo de permeabilidad.

En el gráfico de velocidades ( $dh/dt - h_m$ ) se distinguen dos tramos rectos:

- El primer tramo (parte derecha del gráfico) está definido por solo dos puntos asociados a las medidas realizadas por encima del nivel del terreno. Se interpreta que muestran el efecto de la fuga de agua a través sello de bentonita deficientemente construido en el espacio anular.
- El segundo tramo recto corresponde al comportamiento del terreno situado frente al tramo filtrante. Ajustando por regresión una recta a los datos de este segundo tramo se obtiene su pendiente:  $m_{v2} = 198,9$  s, y su punto de corte con eje de ordenadas en el origen:  $n_{v2} = 77,171$  msnm. Este último representa la posición real del nivel piezométrico estático, el cual está  $h_{st} = 1,341$  m por encima del nivel medido antes del ensayo.

Con estos datos, se recalculan las sobrecargas ( $H$ ) aplicadas sobre el nivel piezométrico estático, obteniéndose que la sobrecarga inicial  $H_0 = 1,529$  m.

Al representar los datos recalculados sobre la gráfica semilogarítmica  $t-H/H_0$  se obtiene que, excepto el último dato (no visible en el gráfico de la figura 1) y los dos primeros datos registrados, el resto sigue una recta, por lo que, en este caso, no es necesario aplicar el método iterativo de Chiasson (2005) para determinar la posición de nivel piezométrico estático. Dicha recta tiene una pendiente  $m_{in} = 5,09 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ , valor que en este caso prácticamente coincide con el valor de  $1/m_{v2} = 5,03 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ , con lo que calcular  $K_h$  a partir de  $m_{in}$  o de  $m_{v2}$  producirá prácticamente el mismo resultado.

Como comparación, en el gráfico semilogarítmico  $t-H/H_0$  se presenta también los datos sin corregir considerando que el nivel pre-ensayo correspondía al nivel piezométrico, con lo que obtendría una sobrecarga inicial ( $H_0$ ) mucho mayor. El resultado es que los datos experimentales sin corregir no se alinean, sino que siguen una curva cóncava hacia arriba.

El sondeo donde está instalado el piezómetro tiene un diámetro  $D = 0,086$  m. Y la tubería piezométrica tienen un diámetro interior  $d = 0,050$  m. Considerando que se puede asignar al filtro de gravas una porosidad  $n = 0,3$  (Bouwer, 1989) y que todas las medidas útiles para calcular la permeabilidad se encuentran dentro del tramo filtrante, resulta (aplicando la ecuación 3) un diámetro efectivo de la sección de medida  $d_{ef} = 0,063$  m, y una sección de medida  $S = 3,12 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ .

El tramo filtrante instalado tiene una longitud  $L = 2,75$  m. El nivel piezométrico deducido en el ensayo se sitúa dentro de dicho tramo filtrante, resultando una longitud efectiva del tramo filtrante  $L_{ef} = 1,971$  m. Para considerar que  $L_{ef}$  no cambia durante el ensayo, solo se utilizarán las sobrecargas  $< 0,25 L_{ef}$ , las cuales, en este caso, son las mismas que ya se había utilizado para determinar la pendiente  $m_{in}$ .



Con  $L_{ef} = 1,971$  m y  $D = 0,086$  m se obtiene que el factor de forma de Hvorslev (1951) es:  $F = 3,24$  m. Con lo que la permeabilidad horizontal es:  $K_h = 4,90 \times 10^{-6}$  m/s si se calcula a partir de  $m_{ln}$ , y  $K_h = 4,84 \times 10^{-6}$  m/s si se calcula a partir  $m_{v2}$ .

En otro piezómetro situado en el mismo terraplén se obtienen un rango de valores de  $K_h$  entre  $1,73 \times 10^{-6}$  m/s y  $4,45 \times 10^{-6}$  m/s, muy similares y coherentes a los obtenidos en P8-2018.

## 6. Recomendaciones para la presentación de los resultados

Las testificaciones de los materiales atravesado por los sondeos se suelen registrar en profundidad respecto a la boca de los sondeos, mientras que niveles de agua se miden respecto a la boca de la tubería piezométrica, existiendo normalmente una diferencia de cota entre ambas bocas. Si en una medida vertical no se indica el plano de referencia utilizado, se pueden cometer errores al realizar los cálculos y dar lugar a equívocos y mal interpretaciones por parte de lectores diferentes del autor del informe. Se recomienda presentar siempre una tabla con las medidas verticales efectuadas (indicando el plano de referencia considerado) junto con sus correspondientes cotas sobre el nivel del mar, y realizar todos los cálculos y gráficas con estas últimas. Esta homogenización permite además comparar los niveles piezométricos registrados en diferentes piezómetros.

Para facilitar la interpretación de estos ensayos y su comunicación a terceros se recomienda presentar la información como en la figura 1, con las gráficas de t-h y dh/dt -  $h_m$  a la misma escala vertical y con el mismo rango de valores, dispuestos a la misma escala vertical que la testificación de los materiales atravesados por el sondeo y los detalles constructivos del piezómetro. Además, bajo el gráfico t-h se debe disponer la gráfica t-H/ $H_0$ , haciendo coincidir la escala y rango de tiempo representados.

## 7. Bibliografía

- ASTM D4043-17 (2017): “*Standard guide for selection of aquifer test method in determining hydraulic properties by well techniques*”, 6 pp., Ed. ASTM International (West Conshohocken, PA).
- ASTM D4044/D4044M-15 (2015): “*Standard test method for (field procedure) for instantaneous change in head (slug) tests for determining hydraulic properties of aquifers*”, 4 pp., Ed. ASTM International (West Conshohocken, PA).
- ASTM D5912-96 (2004): “*Standard test method for (analytical procedure) determining hydraulic conductivity of an unconfined aquifer by overdamped well response to instantaneous change in head (slug)*”, Ed. ASTM International (West Conshohocken, PA).
- BLACK J.H. (2010) “The practical reasons why slug tests (including falling and rising head tests) often yield the wrong value of hydraulic conductivity”, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 43:345- 358.
- BOUWER, H. & RICE, R.C. (1976): “A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells”, *Water Resources Research*, 12(3):423-428.
- BOUWER, H. (1989): “Discussion of “The Bouwer and Rice slug test - An update””, *Ground Water*, 27(5):715.
- BUTLER, J.J. Jr. (1996): “Slug tests in situ characterization: Some practical considerations”, *Environmental Geosciences*, 3(3):154-163.
- BUTLER, J.J. Jr. (1997): “*The design, performance, and analysis of slug test*”, 252 pp. Ed. Lewis Publishers - CRC Press LLC (Boca Raton, Florida).
- CHAPUIS, R.P.; PARÉ J.J. & LAVALLÉE J.G. (1981): “Essais de perméabilité in situ a niveau variable”, En: *10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Stockholm, Sweden), pp. 401-406, Ed. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).
- CHAPUIS, R.P. (1999): “Borehole variable-head permeability tests in compacted clay liners and covers”, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1):39-51.
- CHAPUIS, R.P. (2009): “Variable head permeability tests in monitoring wells: comparing the shape factor defined by Bouwer and Rice (1976) to the shape factor given by Hvorslev (1951)”, *Geotechnical News*, 27(1), 41-43.

- CHIASSEON, P. (2005): “Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners”, *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1):79-90.
- CHIASSEON, P. (2012): “Interpretation of falling-head tests in presence of random measurement error”, *International Scholarly Research Notices: Civil Engineering*, vol. 2012, Article ID 871467, 10 pp.
- CUSTODIO, E. & LLAMAS, M.R. (1983): “*Hidrología subterránea*”, pp. 969-970, 2ª ed., Ed. Omega (Barcelona).
- Directiva (UE) 2018/850, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 30 de mayo de 2018, por la que se modifica la Directiva 1999/31/CE relativa al vertido de residuos, *Diario Oficial de la Unión Europea*, n° L 150, de 14/06/2018, pp. 100-108.
- Directiva 1999/31/CE, del Consejo, de 26 de abril de 1999, relativa al vertido de residuos, *Diario Oficial de las Comunidades Europeas*, n° L 182, de 16/07/1999, pp. 1-19.
- DACHLER, R. (1936): “*Grundwasserströmung*”, 141 pp., Ed. Julius Springer (Vienna, Austria).
- FETTER, C.W. (2001): “*Applied hydrogeology*”, 598 pp., (4ª ed.), Ed. Prentice-Hall (Upper Saddle River, New Jersey).
- HVORSLEV, J.M. (1951): “*Time lag and soil permeability in ground water observations*”, Ed. Waterways Experiment Station Corps of Engineers, U.S. ARMY, vol. 36, 50 p.
- JIMENEZ SALAS, J.A.; DE JUSTO, J.L. & SERRANO, A.A. (1981): “*Geotecnia y cimientos II. Mecánica del suelo y de las rocas*”, 2ª ed., pp. 100-101, Ed. Rueda (Madrid).
- NF X30-423:2011 “*Déchets - Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable en forage ouvert*”, Ed. AFNOR.
- NF X30-424:2013 “*Déchets - Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai d'infiltration à charge constante en forage*”, Ed. AFNOR.
- NF X30-490:2012 “*Déchets - Qualification du personnel apte à réaliser la détermination du coefficient de perméabilité d'une formation géologique en place, de matériaux rapportés, ou artificiellement reconstitués - Critères de qualification des entreprises et du personnel*”, Ed. AFNOR.
- NIELSEN, D.M. & SCALLA, R. (2005): “Design and installation of ground-water monitoring wells”, capítulo 10 en: *Practical Handbook of Environmental Site Characterization and Ground-Water Monitoring*, 2ª edición, (ed.) D.M. Nielsen, Ed. Taylor & Francis Group (Boca Raton, Florida).
- SHACKELFORD, C.D. (1988): “Diffusion as a transport process in fine-grained barrier materials”, *Geotechnical News*, 6(2):24-27.
- SUN, H. & KOCH, M. (2014): “Under- versus overestimation of aquifer hydraulic conductivity from slug tests”, En: *11<sup>th</sup> International Conference on Hydrosience & Engineering - ICHE 2014* (Hamburg), (eds) Lehfeldt & Kopmann, Ed. Bundesanstalt für Wasserbau.
- TERRATECH (2022) “*Vraag en antwoord Mikolit B*”, [www.mikolit.nl](http://www.mikolit.nl) <consultado el 16/10/2022>
- TRAUTWEIN, S., & BOUTWELL, G. (1994). “In-situ hydraulic conductivity tests for compacted soil liners and caps”, En: *Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soils*, ASTM STP 1142, pp. 184–223, (eds.) D. Daniel & S. Trautwein, Ed. ASTM (West Conshohocken, Pennsylvania)
- TVEIT, H.E. (2012): “*Evaluation of bentonite as an alternative sealing material in oil and gas wells*”, 99 pp., Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology (Trondheim, Norway).
- UNE-EN ISO 22282-2:2013 “*Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos hidrogeológicos. Parte 2: Ensayos de permeabilidad en sondeo empleando sistemas abiertos*”, 35 pp., Ed. AENOR (Madrid).
- UNE-EN ISO 22475-1:2022 “*Investigación y ensayos geotécnicos. Métodos de muestreo y medición de aguas subterráneas. Parte 1: Principios técnicos para el muestreo de suelos, rocas y aguas subterráneas. (ISO 22475-1:2021)*”, Ed. AENOR (Madrid).
- UNE-CEN/TR 12108:2015 IN “*Sistemas de canalización en materiales plásticos. Práctica recomendada para la instalación en el interior de la estructura de los edificios de sistemas de canalización a presión de agua caliente y fría destinada al consumo humano*”, Ed. AENOR (Madrid).
- van der KAMP, G. & KELLER, C.K. (1993): “Casing leakage in monitoring wells—detection, confirmation, and prevention”, *Ground Water Monitoring and Remediation*, 13(4):136-141.