

CARACTERIZACIÓN RESISTENTE DE LOS RESIDUOS Y DE LAS INTERFACES ENTRE GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS EN VERTEDEROS

Shear strength characterization of waste materials and the interfaces between geosynthetic layers used in landfill liners

Jorge Cañizal^a, Pablo Lapeña-Mañero^b

^a E.T.S. Ing. de Caminos, C. y P., Grupo de Geotecnia, Universidad de Cantabria, España.

^b Prezero España, Departamento de Ingeniería, Proyectos e Innovación, España.

RESUMEN – La estabilidad de los taludes que conforman un vertedero es un tema muy significativo a tener en cuenta. La rotura de un vertedero supone una incidencia muy importante que afecta a su explotación, al medio ambiente, generando incluso víctimas. Sin embargo, hay escasas referencias en la bibliografía existente y en la normativa que ayudan a cómo abordar el análisis de su estabilidad. Excluyendo la rotura por falta de capacidad portante del terreno de apoyo, las inestabilidades pueden afectar a la masa de residuos o pueden producirse a través de los contactos entre los diferentes geosintéticos que conforman el sistema de impermeabilización inferior y sellado, así como entre estos y los residuos o el terreno natural. El artículo recoge diversas investigaciones realizadas por el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria a lo largo de más de tres décadas, mostrando diferentes métodos para obtener los valores de los parámetros resistentes de los residuos y de las interfaces, presentando ensayos y resultados de laboratorio y campo realizados. Se realizan también comparaciones con otros resultados obtenidos de la bibliografía.

ABSTRACT – The stability of landfill slopes is a highly significant issue to consider. A landfill failure represents a major incident that impacts operations, the environment, and can even result in casualties. However, few references in the existing literature and standards address how to approach the stability analysis of landfill slopes. Excluding failures due to inadequate bearing capacity of the foundation soil, instabilities can affect the waste mass itself or may occur along the interfaces between various geosynthetics that make up the lower liner and sealing systems, as well as between these layers, the waste, or the natural ground. This article presents various studies conducted by the Geotechnical Group at the University of Cantabria over more than three decades, demonstrating different methods to obtain the values of the strength parameters of waste materials and interfaces. It includes laboratory and field tests and results and provides comparisons with other findings from the literature.

Palabras Chave – vertederos, geosintéticos, residuos.

Keywords – landfills, geosynthetics, waste.

1 – INTRODUCCIÓN

Una gran parte de los vertederos que se construyen para albergar residuos sólidos urbanos se hacen aprovechando vaguadas y asentándose en terreno en ladera. En otros casos, se acondiciona un

E-mails: jorge.canizal@unican.es (J. Cañizal), pablo.lapena@prezero.com (P. Lapeña-Mañero)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2281-0456 (P. Lapeña-Mañero)

terreno relativamente plano para conformar un vaso bajo la cota del terreno natural que permita el depósito inicial de los residuos. En ambos casos, se ejecuta un dique de cierre usando terreno compactado, bien en el pie en el caso de depósitos en ladera o en la zona baja en el caso de depósitos en terreno plano, a partir del cual se van colocando los residuos durante el período de explotación, usualmente de algunas decenas de años, elevando la cota de la plataforma de trabajo hasta alcanzar la altura del relleno prevista en proyecto (Figura 1). Con este tipo de geometría de relleno, pueden encontrarse espesores medios de residuos depositados de varias decenas de metros y alturas del plano de coronación del vertido respecto dique de cierre que pueden alcanzar e incluso superar el centenar de metros.

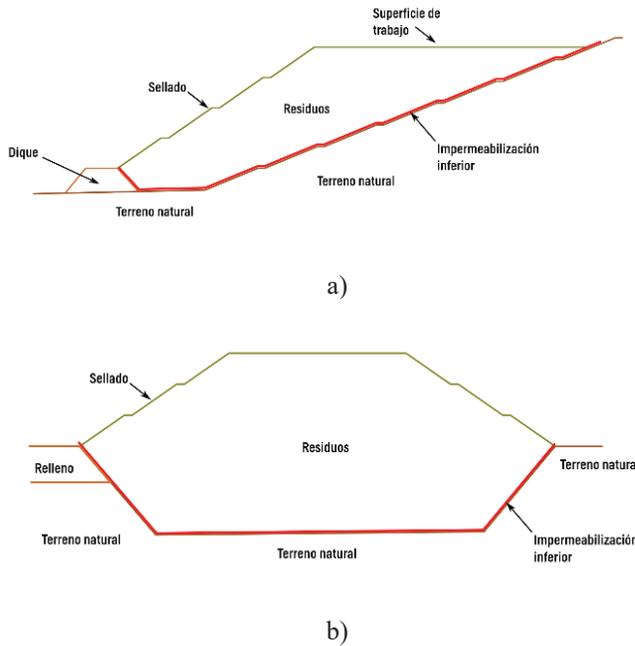


Fig. 1 – Esquemas del perfil de un vertedero: (a) en ladera y (b) en terreno plano.

Con el fin de evitar la contaminación del terreno de apoyo, se dispone un sistema de impermeabilización inferior que aísla a los residuos del terreno natural, evitando la contaminación del agua freática y del suelo por parte de los lixiviados generados por efecto de la descomposición de la materia orgánica y de la contaminación de las aguas de lluvia que percolan en el interior de la masa de residuo. La impermeabilización se confía a capas de terreno arcilloso con muy bajo valor del coeficiente de permeabilidad, junto con un conjunto de geosintéticos impermeabilizantes, geomembranas y geocompuestos bentoníticos (GCL), intercalados con geosintéticos drenantes, geocompuestos drenantes (GCD) y geotextiles, para encauzar los lixiviados a una zona de recogida y otros geosintéticos que cumplen funciones de separación y protección de los elementos impermeables, sobre todo geotextiles. A distancias regulares (20 – 30 m), los geosintéticos se sujetan al terreno mediante zanjas de anclaje, ubicadas en bermas de talud del terreno natural de base, para evitar su deslizamiento durante el llenado.

Una vez alcanzadas las cotas previstas de relleno y cuando el movimiento de la superficie lo permite, se ejecuta la capa de sellado. Esta capa de sellado previene la infiltración del agua de escorrentía superficial hacia el interior de la masa de residuos, evitando la generación de lixiviados,

y la evacuación no controlada de gases al exterior, evitando así las emisiones difusas de biogás a la atmósfera. Si bien no es obligatorio de acuerdo con la normativa vigente, es habitual colocar en el talud exterior del vertedero otro paquete de geosintéticos que conforman la capa de sellado, siendo algunos de ellos impermeabilizantes, intercalados con otros con función drenante y de separación y protección. Sobre el paquete de geosintéticos, se coloca una capa de suelo de unos decímetros de espesor para revestir y revegetar la superficie del talud. Esta última capa de suelo sí que es de obligatoria instalación de acuerdo con la legislación vigente. En la Figura 2 se muestra un ejemplo de los sistemas de impermeabilización y sellado de un depósito controlado moderno.

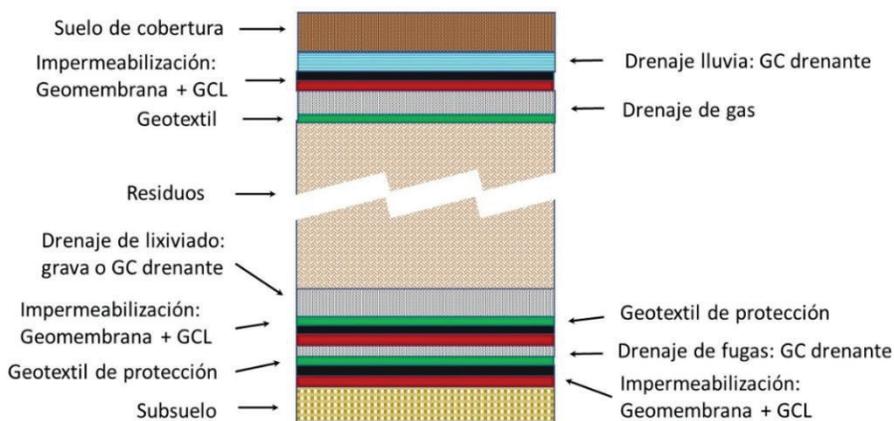


Fig. 2 – Ejemplo de esquema de impermeabilización y sellado de un vertedero.

Atendiendo a las dimensiones y características de un vertedero, puede verse que constituye una obra civil de envergadura. Y con una serie de peculiaridades que la hacen todavía más compleja:

- Heterogeneidad de los materiales depositados, residuos con o sin tratamiento previo, con gran deformabilidad y alterabilidad a lo largo del tiempo por descomposición de la materia orgánica.
- Proceso de colocación del vertido con difícil compactación.
- Enorme dificultad para la obtención de valores representativos de los parámetros resistentes de los vertidos, no solo por su heterogeneidad, sino por las condiciones ambientales y sanitarias de los ensayos pertinentes.
- Gran disparidad respecto a los niveles de lixiviados en el interior de la masa de residuos. Aunque en la gran mayoría de los vertederos actuales se diseñan sistemas de drenaje y conducción de lixiviados para reducir la posibilidad de existencia de presiones intersticiales en el interior de la masa de residuos, estos pueden dejar de funcionar correctamente por colmatación o por efecto de la generación de asientos diferenciales en el vertedero. Además de esto, si bien en la actualidad es una práctica habitual la retirada de las tierras de cubrición temporal antes de realizar nuevos vertidos, bien por una retirada no adecuada o, directamente, por no realizar dicho procedimiento, en ocasiones estas capas constituyen barreras hidráulicas, que no permiten un drenaje adecuado de los lixiviados. Esto hace que los sistemas de drenaje puedan no funcionar correctamente, generando acumulaciones de lixiviado en el interior de la masa de residuo.
- Por último, en algunos casos se diseñan los depósitos de tal forma que se recircula el lixiviado extraído en la masa de residuos para aumentar su humedad, lo que acelera la descomposición de la materia orgánica. Este tipo de diseños se denomina biorreactor. Un

funcionamiento anómalo del sistema de recirculación puede generar también acumulaciones de lixiviado en el interior de la masa de residuo, generando presiones intersticiales en el material.

- Presencia de biogás producido por la descomposición de la materia orgánica, llevando, de forma similar a la existencia de lixiviado, a incrementar las presiones intersticiales en el interior de la masa de residuos. El biogás está formado, de forma mayoritaria, por metano y dióxido de carbono, junto con otros gases (oxígeno, hidrógeno, nitrógeno y sulfuro de hidrógeno, entre otros). Sobre todo, los dos gases principales son considerados gases de efecto invernadero, por lo que se deberá evitar su emisión a la atmósfera.
- Los sistemas multicapa de impermeabilización y sellado presentan interfaces entre los distintos geosintéticos que pueden ser potenciales superficies de deslizamiento, por lo que deben ser estudiadas en cuanto a su resistencia e implicación en la estabilidad del conjunto.

A pesar de la complejidad de la obra que constituye un vertedero, en la bibliografía dedicada al tratamiento y depósito de residuos sólidos en vertedero, las alusiones a la estabilidad de vertederos y caracterización resistente de los materiales englobados es más bien escasa, o directamente no es tratada. Las referencias se corresponden mayoritariamente con artículos en revistas especializadas en el campo geotécnico, según puede verse en las reseñas bibliográficas. Respecto a la normativa española, actualmente basada en el Real Decreto 646/2020 (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2020) y sus desarrollos técnicos posteriores, solo hay unas frases con referencias someras y muy genéricas a la estabilidad: haciendo responsable a la entidad explotadora de la estabilidad geomecánica del vertedero; estableciendo que la colocación de los residuos se haga de manera que garantice la estabilidad de la masa de residuos y estructuras asociadas, en particular para evitar los deslizamientos; y obligando a que las solicitudes de Autorización Ambiental Integrada documenten la estabilidad geomecánica de los residuos vertidos.

La Subdirección General de Calidad Ambiental (2003) publicó un borrador del desarrollo técnico del Real Decreto 1481/2001 (Ministerio de Medio Ambiente, 2002), normativa por la que se regulaba en aquel momento el depósito de residuos en vertedero. Dicho documento tiene un apartado de “Estabilidad e integridad de la masa de residuos y de las capas de impermeabilización” donde se presenta una recomendación de valores mínimos de factores de seguridad según el tipo de vertido y el riesgo que daños que una posible rotura pudiera producir.

Tras la entrada en vigor de la actual normativa para el depósito de residuos en vertedero (Real Decreto 646/2020), La Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental (2024) ha publicado un documento en el que se recogen recomendaciones para el establecimiento de criterios de ubicación, diseño y programas de vigilancia en vertederos. Dicho documento contiene un apartado sobre estabilidad de los vertederos, en el que se realiza una recomendación de valores mínimos del factor de seguridad dependiendo de las condiciones y del tipo de depósito. En temas de estabilidad, las recomendaciones de este documento son prácticamente idénticas a las que se realizaban en el desarrollo técnico del RD 1481/2001, siendo la recomendación en cuanto a los valores del factor de seguridad exactamente la misma. En la Tabla 1 se muestra la recomendación en cuanto al valor mínimo del factor de seguridad que se realiza en ambos documentos.

Tabla 1 – Valores mínimos del factor de seguridad recomendados para el análisis de estabilidad.

Situación de riesgo	Clase de vertedero		
	Residuos inertes	Residuos no peligrosos	Residuos peligrosos
Bajo	1,3	1,4	1,5
Medio	1,4	1,5	1,6
Alto	1,5	1,6	1,8

Además de los valores mínimos de los factores de seguridad a utilizar en los análisis de estabilidad, el documento establece tanto las formas habituales de rotura en depósitos controlados de residuos como los diferentes escenarios de cálculo. Pero, en ningún caso, se establece la metodología a aplicar, parámetros de uso, ensayos a realizar, y otros aspectos necesarios para la realización de estudios de estabilidad.

Sin embargo, las inestabilidades en vertederos ocurren con relativa frecuencia durante el proceso de explotación, aunque la mayoría son localizadas y no afectan al conjunto del vertedero. Si esto último sucede, se producen graves accidentes con un fuerte impacto ambiental, con contaminación del subsuelo y del aire por escapes de lixiviados y gases, incendios posteriores a la rotura, e incluso víctimas. En la Tabla 2 se recogen algunos casos de grandes roturas de vertederos, a partir de fuentes periodísticas nacionales e internacionales y de publicaciones técnicas del análisis postrotura.

Tabla 2 – Algunos casos de rotura de vertederos.

Vertedero	Localización	Año rotura	Víctimas	Tipo y causa	Referencia
Kettleman Hills	California (EE. UU.)	1988	-	A través del sistema de impermeabilización. Baja resistencia de la interfaz.	Mitchell et al. (1990, 1993). Chang et al. (1999).
Ümraniye-Hekimbasi	Estambul (Turquía)	1993	-	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Güler y Avcı (1995).
Beirolas	Lisboa (Portugal)	1995	-	A través del terreno de cimientto. Baja capacidad portante	Pardo de Santayana y Veiga Pinto (1998).
Bens	A Coruña (España)	1996	1	A través de los residuos. Saturación. Fuertes lluvias. Falta de drenaje.	Prensa
Rumpke	Ohio (EE. UU.)	1996	-	A través del terreno de cimientto. Baja capacidad portante.	Eid et al. (2000). Stark et al. (2000). Chugh et al. (2007).
Doña Juana	Bogotá (Colombia)	1997	-	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Caicedo et al. (2002).
Hiriya	Tel-Aviv (Israel)	1997	-	A través de los residuos. Pendiente excesiva de los taludes, drenaje deficiente tras fuertes lluvias.	Huvaj-Sarihan y Stark (2008).
Payatas	Quezón (Filipinas)	2000	>330	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Jafari et al. (2013). Merry et al. (2005). Huvaj-Sarihan y Stark (2008).
Abanilla	Murcia (España)	2005	1	A través de los residuos. Pendiente de los taludes excesiva.	Prensa
Leuwigajah	Bandung (Indonesia)	2005	143	A través de los residuos. Falta de drenaje tras lluvias fuertes y explosiones de biogás.	Lavigne et al. (2014).
Hongao	Shenzhen (China)	2015	77	Fallo de drenaje. Exceso de capacidad	Xu et al. (2017). Peng et al. (2016).
Santa Marta	Santiago (Chile)	2016	-	A través de los residuos. Falta de drenaje.	Lapeña-Mañero, Cañizal, et al. (2022). Espinaze y Farfán (2016).
Zona 3	Guatemala (Guatemala)	2016	4	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Qoshe	Addis Abeba (Etiopía)	2017	115	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Zona 3	Guatemala (Guatemala)	2017	4	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Huelne	Maputo (Mozambique)	2018	16	A través del residuo. Fuertes lluvias.	JICA Survey Team (2018)
Zaldibar	Vizcaya (España)	2020	2	Vertedero de inertes.	Prensa

Simplificadamente, se pueden establecer las siguientes situaciones de inestabilidad de un vertedero, dependiendo del desarrollo de la superficie de rotura:

- A través de la masa de residuos. Se asocia con la baja resistencia de los residuos, incompatible con la geometría: altura, pendiente de talud, compactación deficiente, etc. Otros factores importantes en este tipo de inestabilidades se relacionan con la existencia de presiones intersticiales elevadas debidas a drenaje deficiente, o incluso inexistente, de lixiviado, agua de lluvia infiltrada o gas.
- Implicando al terreno del cimientto. En caso de apoyo del vertedero sobre terrenos arcillosos aluviales o coluviales con baja capacidad portante.
- Inestabilidad por deslizamiento a través del sistema de impermeabilización. La causa primordial es que el valor de la resistencia tangencial al corte entre una de las interfaces de contacto de dicho sistema es insuficiente. Estas interfaces pueden ser entre los residuos y la impermeabilización, y entre esta y el terreno natural inferior, entre los diversos geosintéticos que conforma el sistema, o roturas internas de los geocompuestos, tanto impermeabilizantes (GCL) como drenantes (GCD).
- Inestabilidades superficiales en el sistema de sellado superior. Son más frecuentes en sistemas en los que se incluyen geosintéticos, por causas idénticas a las del apartado anterior, incluyendo el deslizamiento de la capa de cobertura de suelo ubicada sobre el paquete de geosintéticos. El espesor de la capa de tierras que se coloca como soporte para la vegetación de la restauración paisajística suele ser pequeño, normalmente inferior a 1 m.

Las inestabilidades a través de los sistemas de impermeabilización y sellado pueden estar asociadas, además de a deslizamientos entre geosintéticos en sus contactos, con roturas por tracción de los geosintéticos o arranques de estos respecto de las zanjas de anclaje.

Por tanto, se requiere la caracterización resistente de los materiales implicados: residuos e interfaces de las capas de impermeabilización para poder analizar la estabilidad de un vertedero. El propósito de este artículo es reseñar metodologías para ello y establecer rangos de valores de sus parámetros resistentes.

2 – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE LOS RESIDUOS

Igual que sucede en los suelos, la masa de residuos no es un medio continuo, sino que está formado por partículas aisladas, que solo entran en contacto con las partículas adyacentes de forma parcial. Por lo tanto, su resistencia viene determinada por las características de estos contactos. Por otro lado, la resistencia de los residuos aumenta con la tensión octaédrica, comportamiento esperable de un material friccional. Debido a esto, el estudio del comportamiento mecánico de los residuos se realiza, habitualmente, usando técnicas diseñadas para el estudio de suelos.

2.1 – Diferencias principales entre el comportamiento de los residuos y los suelos

Si bien el carácter particulado de los residuos hace que su comportamiento se asemeje al de los suelos granulares, las características de estas partículas generan diferencias que es necesario tener en cuenta tanto para la realización de los ensayos de caracterización como para su interpretación.

Por un lado, los residuos contienen, en general, una gran cantidad de materia orgánica que se descompone con el tiempo. Esto hace que las características físicas y químicas del material cambien durante el proceso. Si bien este comportamiento puede observarse en algunos tipos de suelos, la magnitud y la velocidad de los cambios es muy superior en residuos. Esta descomposición provoca la reducción del volumen del material, lo que genera grandes deformaciones en la masa de residuo sin la necesidad de que se incremente su estado tensional. A este proceso se le conoce como autocompactación y genera asientos de gran magnitud en la superficie de depósitos controlados. Además de la reducción de volumen, en el proceso de descomposición se generan lixiviados y

biogás, que hay que gestionar adecuadamente, ya provocan cambios en las características resistentes del material y en su estado tensional (Dixon y Jones, 2005; Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Landva y Clark, 1990; Ramaiah et al., 2017; Zhan et al., 2008).

Otra diferencia que puede afectar a la realización de ensayos sobre residuos es la menor rigidez de sus partículas en comparación con las partículas de un suelo. En el estudio del comportamiento agregado de los suelos suele considerarse que sus partículas son infinitamente rígidas con respecto a la rigidez del material. Debido a esto, todo el cambio de volumen que se produce tras la aplicación de cargas a un suelo se explica mediante el cambio de volumen en sus huecos. En el caso de los residuos, si bien existen partículas rígidas, estas coexisten con partículas muy deformables, que hacen que la suposición de que son infinitamente rígidas pueda llevar a errores en la interpretación de los resultados de algunos ensayos, infraestimando la deformabilidad real de la masa de residuos (Dixon y Jones, 2005; Grisolia y Napoleoni, 1996; Karimpour-Fard et al., 2011; Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022).

2.2 – Comportamiento mecánico de los residuos

Como se ha dicho con anterioridad, el comportamiento de los residuos es el de un material friccional, aumentando su resistencia con la tensión octaédrica, por lo que habitualmente se estudian utilizando el modelo de Mohr-Coulomb. Igual que sucede en otros materiales granulares, el aumento de la resistencia con la tensión octaédrica y, por lo tanto, con la profundidad, no es lineal, pudiendo representarse como una curva de pendiente decreciente en el plano de Mohr, lo que indica una disminución del ángulo de rozamiento con la profundidad. Habitualmente, se estudia el material como un material drenado, con comportamiento similar al que muestran las arenas, con muy baja o inexistente cohesión (Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022; Palma, 1995; Pulat y Yukselen-Aksoy, 2020; Stark et al., 2009).

La resistencia de los residuos está determinada por una gran cantidad de factores, tanto propios del material como de la forma en la que se opera el vertedero en el que son depositados.

Además de la deformabilidad de las partículas, uno de los principales factores que condiciona el comportamiento de los residuos es la cantidad de fibras que contiene y las características de estas. Landva y Clark (1990) indicaron que el deslizamiento entre las partículas del residuo ensayado se producía principalmente por los contactos entre las láminas plásticas, lo que reducía significativamente el ángulo de rozamiento obtenido en los ensayos. Otro efecto de los materiales fibrosos es el de refuerzo, haciendo que el material se comporte de forma similar a un suelo reforzado con fibras. El efecto de refuerzo de las fibras se desarrolla con la deformación del material, a medida que las diferentes fibras van entrando en carga (Bareither et al., 2020; Eid et al., 2000; Feng et al., 2017; Gomes et al., 2013; Kölsch, 1995; Machado et al., 2002; Stark et al., 2008). Este efecto hace que aparezca una componente de la resistencia que no es directamente proporcional a la tensión normal efectiva, por lo que, a efectos matemáticos, en el modelo de Mohr-Coulomb da lugar a un valor positivo de la cohesión. Debido a la naturaleza de esta cohesión, su valor no es constante, aumentando con la deformación. La combinación del efecto de refuerzo y la menor resistencia de los contactos entre láminas plásticas hace que los residuos muestren una resistencia que aumenta con el contenido fibras hasta un cierto umbral, en el que el deslizamiento entre ellas hace que su resistencia disminuya (Grisolia y Napoleoni, 1996).

El efecto de refuerzo de las partículas fibrosas hace que la deformación necesaria para llegar a rotura sea muy grande. Además, la mayoría de los autores indican que el material muestra una fuerte rigidización con la deformación, lo que hace que la forma de las curvas tensión-deformación en los ensayos de laboratorio sea cóncava. En la Figura 3 se muestran las curvas tensión-deformación de ensayos de corte directo y triaxiales recopilados por Stark et al. (2008) en las que puede apreciarse este efecto. En todo caso, la deformación necesaria para llegar a la situación de rotura en los residuos es muy superior a la de otros componentes de los depósitos controlados (Grisolia y Napoleoni, 1996; Sánchez-Alciturri et al., 1993).

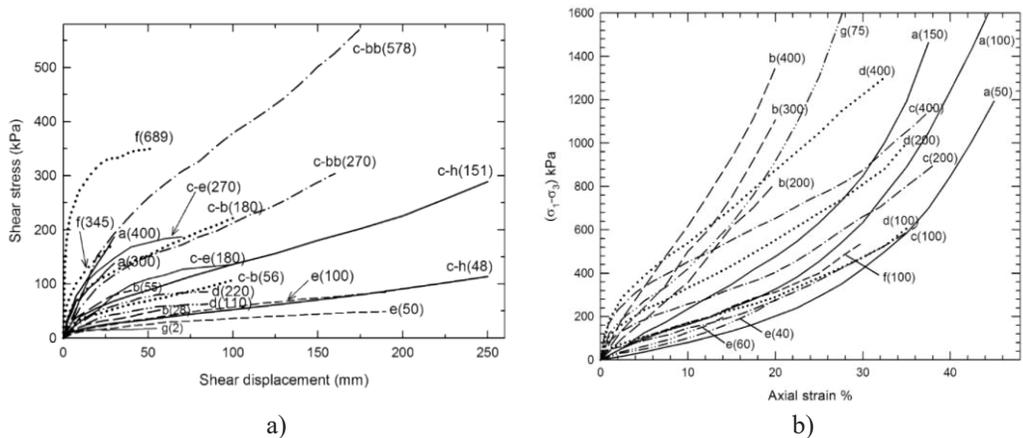


Fig. 3 – Curvas tensión/deformación. (a) Ensayos de corte y (b) ensayos triaxiales (Stark et al., 2008).

Como puede verse en la Figura 3, en la mayoría de los ensayos no se llega a una tensión constante final ni a una tensión máxima (tensión de pico) que permita establecer la resistencia del residuo. Debido a esto, es habitual definir la resistencia del residuo a partir del valor de los parámetros resistentes movilizados a determinadas deformaciones, en lugar de dar un único valor de su resistencia (Bray et al., 2009; Eid et al., 2000; Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022; Reddy et al., 2009; Zhan et al., 2008).

Otro parámetro que tiene influencia en la resistencia de los residuos es su grado de descomposición y, por lo tanto, su edad. La mayoría de los autores indican que con la descomposición aumenta el ángulo de rozamiento y disminuye la cohesión (p.e. Abrey y Vilar, 2017; Dixon y Jones, 2005; Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Zhan et al., 2008). Si bien lo anterior es la tendencia general, algunos autores indican que el ángulo de rozamiento aumenta y la cohesión se mantiene constante (Bareither et al., 2012) o que ambos parámetros aumentan con el tiempo (Zhao et al., 2014).

Uno de los factores operacionales que tiene mayor influencia en el comportamiento de los residuos es la compactación. Una adecuada compactación de los residuos durante su colocación en el vertedero no solo mejora la capacidad de la instalación al aumentar su peso específico, sino que mejora las características resistentes del material (Bhandari y Powrie, 2013; Cox, 2013; Sivakumar Babu et al., 2015). Además, el aumento del peso específico inicial reduce los movimientos de la superficie del vertedero generados por la autocompactación.

Por otro lado, el efecto de la compactación del material hace que el comportamiento de la capa más superficial del residuo sea diferente al del material depositado con anterioridad, mostrando una resistencia superior a la que le correspondería por su nivel tensional. Kavazanjian et al. (1995) establecen una envolvente de rotura bilineal para los residuos dependiendo de la tensión normal. Para valores de la tensión normal menores a 30 kPa consideran que el comportamiento es puramente cohesivo, mientras que, para valores superiores, el comportamiento sería puramente friccional. Para los valores habituales del peso específico de los residuos, entre 7 y 10 kN/m³, el límite propuesto por los autores se corresponde con una profundidad de entre los 3 y 4 metros, lo que coincide con la profundidad de afección de la compactación con la maquinaria utilizada habitualmente en vertederos. En la Figura 4, se muestra la envolvente propuesta por Kavazanjian et al. (1995) junto a los resultados obtenidos de la caracterización de residuos de otros autores.

Como puede verse en la figura, la envolvente propuesta por los autores se corresponde con el límite inferior de los valores de las caracterizaciones consideradas, por lo que resulta conservadora.

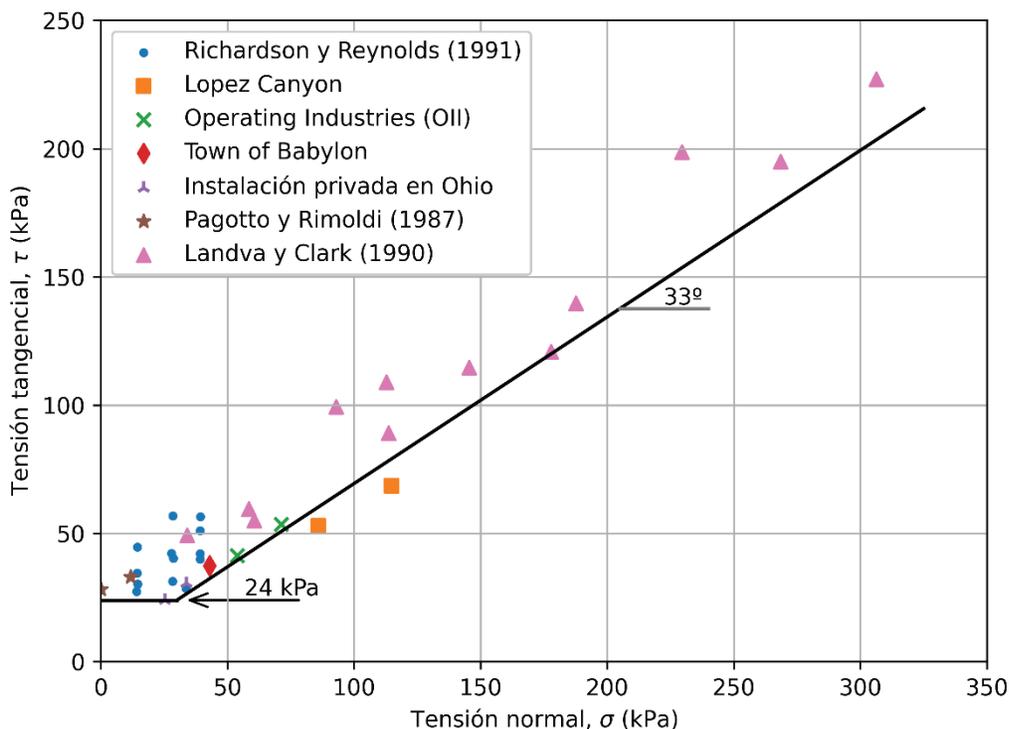


Fig. 4 – Envolvente proposta por Kavazanjian et al. (Modificado de Kavazanjian et al. 1995).

2.2.1 – Influencia de los tratamientos mecánicos y biológicos (TBM)

La última modificación de la directiva europea 1999/31/EC (Consejo Europeo, 2018) establece la necesidad de reducir la cantidad de material biodegradable cuyo destino final es un depósito controlado y hace obligatorio el tratamiento de los residuos previo al vertido. Las indicaciones de la directiva se incorporaron inicialmente a la legislación española en el RD 1481/2001 (Ministerio de Medio Ambiente, 2002). Desarrollos posteriores de la directiva 1999/31/EC, junto con otros avances en la normativa que regula la gestión de residuos, hizo necesaria la actualización de la legislación, dando lugar al RD 646/2020 (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2020) que regula actualmente la eliminación de residuos mediante su depósito en vertedero en España.

Los tratamientos previos al vertido, habitualmente denominados Tratamientos Mecánicos y Biológicos (TMB), consisten en una serie de procesos que se aplican a los residuos para obtener de ellos materiales valorizables, reducir la cantidad y estabilizar la materia orgánica, y reducir la cantidad de material que acaba en los depósitos controlados. Con la introducción de los pretratamientos en la gestión de residuos, los depósitos controlados han pasado de ser instalaciones autónomas en las que se disponía el residuo a depósitos de apoyo o cola de complejos centros de tratamiento de residuos.

Las características de estos materiales ya no solo dependen de la composición de los residuos tratados, sino también de las características de los tratamientos aplicados, haciendo necesaria su caracterización de forma específica para cada instalación, tanto desde el punto de vista fisicoquímico como mecánico (Di Leonardo et al., 2012). Sin embargo, hay algunas características de estos residuos que pueden establecerse como norma general.

La combinación de los tratamientos mecánico y biológico reduce la heterogeneidad del residuo y su tamaño de partícula. Por un lado, la extracción de materiales valorizables retira del flujo de

residuos plásticos, metales y otros materiales voluminosos. Por otro lado, la trituración y el cribado que se realiza antes y después del tratamiento biológico reduce el tamaño de partícula.

El tratamiento mecánico que se realiza a los residuos incluye, habitualmente, su triturado y separación por tamaño de partícula. El triturado disminuye notablemente la longitud de las fibras, lo que reduce su efecto de refuerzo, sobre todo a grandes deformaciones. Si bien no se eliminan totalmente las fibras y sigue apareciendo una componente cohesiva de la resistencia, se reduce de forma significativa el efecto de rigidización con la deformación que muestran los residuos sin tratar. La reducción de la rigidización con la deformación del material hace que, en algunos casos, pueda llegarse a la situación de rotura usando ensayos geotécnicos convencionales (Bhandari y Powrie, 2013; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022). Sin embargo, algunos autores indican que, pese al tratamiento, en algunos casos sigue sin ser posible alcanzar la rotura (Lakshmikanthan et al., 2018; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022; Sivakumar Babu et al., 2015). En la Figura 5 se muestran dos ejemplos de curvas de rotura obtenidas en ensayos sobre muestras de residuos sometidos a TMB.

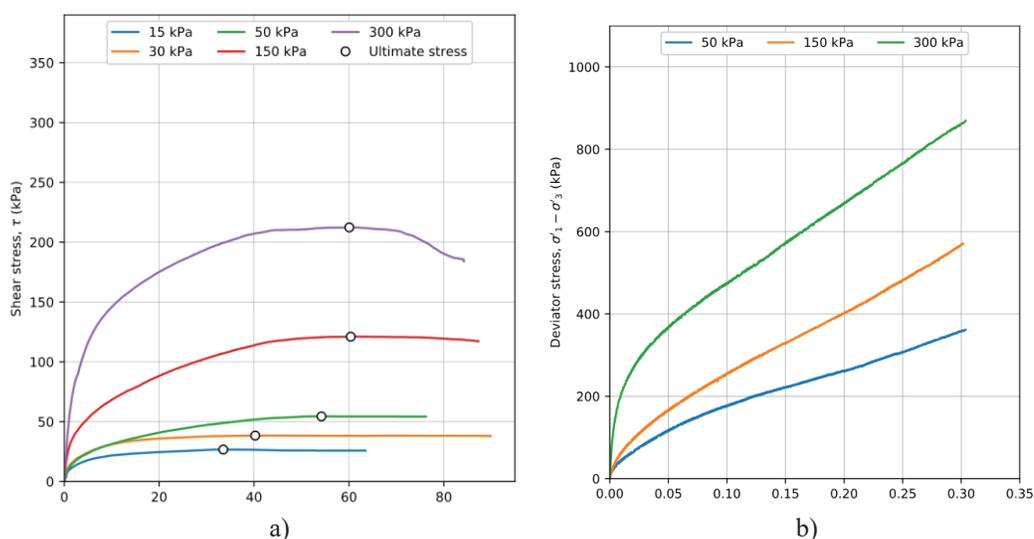


Fig. 5 – Curvas tensión deformación de ensayos a residuos sometidos a TMB. (a) Ensayo de corte directo y (b) ensayo triaxial (Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022).

Como puede verse en las figuras, en el caso de los ensayos de corte directo, se alcanzó la condición de rotura, mientras que en los ensayos triaxiales no. Comparando las gráficas del ensayo triaxial (Figura 5a) con las que muestran para residuos sin pretratamiento en la Figura 3a, se comprueba que el efecto de rigidización es menor en el caso de residuos tratados.

En todo caso, la situación de rotura se alcanza después de someter el material a grandes deformaciones, por lo que sigue siendo recomendable la utilización de parámetros resistentes movilizados (Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022).

Uno de los objetivos principales del tratamiento mecánico y biológico es la reducción de la cantidad de materia orgánica y la estabilización de la que no puede eliminarse. Dado que los asientos diferidos en la superficie de los vertederos están causados por la degradación de la materia orgánica, su eliminación disminuye notablemente los asientos a largo plazo (Siddiqui et al., 2013).

Por último, la aplicación de los TMB aumenta el peso específico de los residuos y facilita su compactación.

2.3 – Rango de valores de los parámetros resistentes propuesto

Los rangos de valores de los parámetros resistentes de los residuos reportados en la literatura son muy amplios. Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al. (2022), tras una revisión bibliográfica establecen estos rangos ente 19° y 53° para el ángulo de rozamiento (ϕ) y entre 0 y 70 kPa para la cohesión (c).

El Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, usando datos propios y resultados reportados por otros autores, realizó una propuesta acotada de rangos de valores de los parámetros resistentes analizando de forma conjunta resultados de ensayos de laboratorio, ensayos de campo y análisis retrospectivos de deslizamientos (Sánchez-Alciturri et al., 1993). Los autores representaron los resultados de los ensayos de campo y laboratorio en un diagrama ϕ - c como puntos con coordenadas mayores cuanto mayor es la deformación a la que se han obtenido los valores de los parámetros. Por otro lado, representaron el resultado de los análisis de deslizamientos en el mismo plano como curvas. Las curvas de los distintos resultados de análisis retrospectivos se utilizan en el análisis para determinar el nivel de deformación adecuado para los cálculos. Como resultado, los autores obtienen una región en el plano ϕ - c que representa los parámetros recomendados para el diseño. En la Figura 6 se muestra en línea negra discontinua esta propuesta.

Cañizal et al. (2011) actualizan la propuesta de parámetros anterior, incorporando nuevos resultados de ensayos y análisis retrospectivos. Además, concluyen que la deformación máxima admisible en la recomendación anterior era demasiado conservadora y proponen utilizar valores de los parámetros resistentes obtenidos para deformaciones en el rango entre el 5 y el 10%. La propuesta de parámetros realizada por Cañizal et al. (2011) se muestra en la Figura 6.

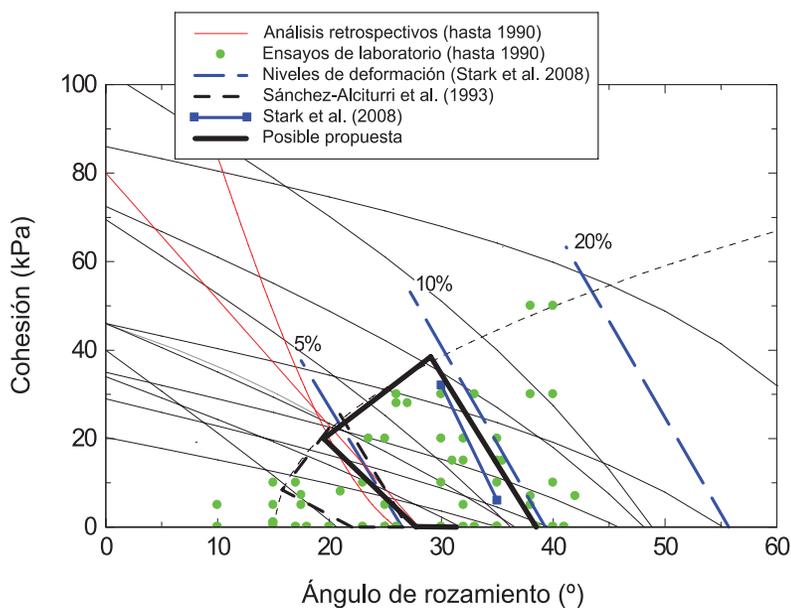


Fig. 6 – Propuesta de parámetros (Modificado de Cañizal et al., 2011).

2.4 – Peso específico

Además del valor de los parámetros resistentes, para realizar análisis de estabilidad de vertederos de residuos sólidos es imprescindible conocer, o por lo menos estimar, su peso específico. Como se ha dicho con anterioridad, los residuos sufren un proceso de autocompactación debido a

su propio peso y a la descomposición de la materia orgánica, lo que hace que su peso específico varíe de forma significativa con respecto al de compactación. A partir de una revisión bibliográfica, Kavazanjian et al. (2001) establecieron los rangos de valores del peso específico para residuos en vertederos convencionales para zonas superficiales y profundas. Según los autores, el rango para el peso específico aparente en zonas cercanas a la superficie está entre 8 y 12 kN/m³, mientras que para residuos en profundidad está entre 15 y 18 kN/m³.

Por otro lado, dado que el efecto de la autocompactación aumenta con el tiempo, parece razonable pensar que el aumento de peso específico con la profundidad se producirá de forma continua. Zekkos et al. (2006) proponen un modelo hiperbólico para el perfil de peso específico de los residuos con la profundidad que depende de las condiciones de operación del vertedero. Si bien la utilización de este tipo de formulaciones directamente en los modelos de cálculo los hace innecesariamente complejos y, por lo tanto, no suelen aplicarse de forma directa, sí que pueden servir para obtener valores medios para rangos de profundidades, en cuyo caso su uso resulta mucho más sencillo.

Un aspecto a tener en cuenta a la hora de determinar el peso específico de los residuos es la variación que se produce cuando el material se encuentra saturado. La elevada porosidad de los residuos hace que puedan albergar una gran cantidad de lixiviado en su interior, lo que aumenta de forma considerable su peso específico aparente. Debido a lo anterior, en los modelos debe considerarse un peso específico mayor para la zona bajo el nivel freático.

2.5 – Métodos de determinación características resistentes

Como se ha dicho con anterioridad, si bien existen diferencias entre el comportamiento de los residuos y de los suelos, los métodos disponibles para la caracterización mecánica de residuos son los mismos que para cualquier estudio de mecánica de suelos:

- Ensayos de laboratorio.
- Ensayos de campo.
- Análisis retrospectivos de deslizamientos (back-analyses).

2.5.1 – Ensayos de laboratorio

Uno de los principales problemas para la realización de ensayos de laboratorio sobre residuos es la dificultad de obtener muestras representativas. La gran heterogeneidad del material, tanto en la naturaleza de las partículas como en su granulometría, hace prácticamente imposible la obtención de muestras representativas inalteradas directamente de depósitos controlados, por lo que, habitualmente, se recurre bien a muestras reconstruidas a partir de material extraído de los depósitos, o bien a muestras tomadas antes de su vertido. Dado que el estado in situ del material en el vertedero no está determinado por procesos geológicos de formación del terreno, el comportamiento de las probetas reconstruidas, si se realizan de forma adecuada, es idéntico al de muestras inalteradas (Mazzucato et al., 1999).

Además, la diferencia entre la naturaleza de las partículas de los residuos con respecto a las de los suelos hace que la realización e interpretación de ensayos de laboratorio se complejice. Por un lado, la deformabilidad de las partículas hace que la medición indirecta del cambio de volumen que se realiza en algunos ensayos de laboratorio mediante el volumen de líquido expulsado o absorbido por las probetas durante las diferentes fases de ensayo conlleve errores. Por otro lado, en general, las partículas de los residuos son de mayor tamaño que las de los suelos y mucho más heterogéneas. Para evitar, en la medida de lo posible, este problema, se recurre habitualmente a probetas de gran tamaño.

La deformabilidad de los residuos también hace que los recorridos de los equipos que se utilizan habitualmente en el ensayo de suelos resulten insuficientes, tanto en los sistemas para la confección

de las probetas y su consolidación, como en los que producen la rotura durante el ensayo, por lo que se aconsejable su adaptación para el ensayo de residuos.

Teniendo en cuenta estas particularidades, Athanasopoulos (2008) realiza recomendaciones para la preparación de probetas de residuos convencionales y su posterior ensayo. En la actualidad, la mayoría de los residuos se someten a tratamientos mecánicos y biológicos previos a su depósito en vertedero. Estos tratamientos cambian significativamente, entre otras cosas, el tamaño y la forma de las partículas, lo que hace que su manipulación en laboratorio se simplifique. Si bien Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., (2022) reportan una menor deformabilidad de los materiales tratados, constatan que todavía es necesaria la adaptación de los equipos y los procedimientos de ensayo para este tipo de materiales.

Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., (2022) también indican que el comportamiento de las probetas durante el proceso de consolidación no se corresponde con el de suelos convencionales, sin producirse la estabilización del volumen incluso para periodos de consolidación muy elevados. Debido a esto, no es posible la determinación del final de la consolidación primaria ni la obtención de la velocidad aplicación de la carga en la fase de rotura, ya que la aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional a los datos registrados no es posible. Debido a esto, los autores indican que ambas deben determinarse a través de la medición de la presión intersticial en los ensayos en los que esto es posible (ensayos triaxiales) o por experiencias previas con el residuo. En el caso del ensayo en caja de corte directo de grandes dimensiones (300×300 mm), los autores recomiendan procesos de consolidación de entre 24 y 48 horas y una velocidad de rotura de 1 mm/min.

Como se ha dicho con anterioridad, los residuos muestran un comportamiento con una marcada rigidización con la deformación y con una capacidad de deformación antes de la rotura aparentemente infinita. Esto hace que no sea posible alcanzar las condiciones de rotura durante los ensayos de laboratorio, por lo que, generalmente, se obtienen los valores de los parámetros resistentes movilizados a diferentes deformaciones (Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022; Zhan et al., 2008).

Por otro lado, los residuos contienen elementos contaminantes y potencialmente peligrosos para las personas que los manipulan. Esto, junto con la emanación gases y olores que se producen por la descomposición de los residuos, hace necesaria la adecuación de los espacios de ensayo y la adopción de medidas especiales para la manipulación de las muestras.

Los ensayos de laboratorio más utilizados para la determinación de las características resistentes de residuos sólidos son, por orden de utilización, el de corte directo, el de compresión triaxial y el corte simple.

2.5.2 – Ensayos de campo

La utilización de ensayos de campo elimina la problemática asociada a la toma de muestra y su representatividad, ya que durante su ejecución involucra gran cantidad de material. Además, disminuye en gran medida los problemas sanitarios y ambientales de la realización de ensayos de laboratorio sobre residuos descritos en el apartado anterior. Sin embargo, el control que se tiene sobre las condiciones del ensayo es menor que en el caso de los ensayos de laboratorio y su interpretación puede ser más compleja. En muchos casos, la interpretación de los ensayos de campo se realiza usando procedimientos empíricos basados en la experiencia con el material estudiado y la correlación entre los parámetros medidos durante el ensayo y los resultados obtenidos en laboratorio. Dado que el comportamiento de los residuos difiere del de los suelos convencionales para los que se han obtenido las correlaciones, estas deben utilizarse con cautela.

En la Tabla 3 se muestra una recopilación de ensayos de campo y sus aplicaciones en el estudio de residuos sólidos realizada por Kavazanjian (2003).

Como puede verse en la tabla, el autor indica que los ensayos de campo de los que se puede obtener la resistencia de los residuos de un depósito son: corte directo *in situ*, presiómetro y los ensayos de penetración estática y dinámica.

Tabla 3 – Aplicaciones de técnicas de ensayo *in situ* a R.S.U. (Modificado de Kavazanjian, 2003).

Técnica		Aplicación (* aplicación indirecta)
No intrusivas	Geofísica+	Velocidad de propagación de onda
		Rigidez para pequeñas deformaciones*
		Módulo de Poisson para pequeñas deformaciones
		Amortiguamiento para pequeñas deformaciones*
		Estratigrafía
		Variabilidad espacial y temporal
	Geoeléctrica y nuclear+	Peso específico*
		Humedad*
		Composición*
	Asiento superficial	Compresibilidad primaria y secundaria*
Deformación lateral	Rigidez*	
Movimientos debidos a acciones sísmicas	Rigidez y amortiguamiento en función de la deformación*	
	Estratigrafía	
Intrusivas	Densidad <i>in situ</i>	Peso específico
	Humedad <i>in situ</i>	Humedad
		Capacidad de campo*
	Medida interna de las deformaciones	Compresibilidad
		Rigidez
	Corte directo <i>in situ</i>	Resistencia
	Presiómetro	Resistencia
		Rigidez
		Presión lateral
	Penetración estática (CPT, CPTu)	Estratigrafía
		Resistencia*
		Permeabilidad (CPTu)
	Penetración dinámica	Estratigrafía
Resistencia*		

+ pueden ser intrusivas si se realizan en el interior de sondeos o calicatas

El procedimiento del ensayo de corte directo *in situ* es similar al del corte directo de laboratorio, con la diferencia de que la probeta no se extrae del depósito, sino que se talla en el propio vertedero y se ensaya usando una caja de corte transportable. La mayor limitación de esta técnica es que únicamente puede ensayarse el residuo más superficial. Por otro lado, debido a la ausencia de una base rígida en la parte inferior de la probeta y a la gran deformabilidad del material, no pueden ejercerse presiones normales elevadas sin que se produzca la extrusión de la probeta por la parte inferior de la caja (Matasovic et al., 2008). El elevado coste de la realización de estos ensayos, su complejidad técnica y las limitaciones comentadas anteriormente hacen que la realización de este tipo de ensayos no sea frecuente, ni siquiera en el ámbito de la investigación, por lo que existen muy pocas experiencias documentadas (Gotteland et al., 2000; Houston et al., 1995; Richardson y Reynolds, 1991).

Si bien Kavazanjian (2003) indica la posibilidad de obtener la resistencia de los residuos utilizando ensayos presiométricos, la elevada deformación necesaria para llevar a los residuos hasta rotura hace prácticamente imposible la obtención de las características resistentes del material usando este tipo de materiales, por lo que su utilización se limita a la obtención de su rigidez (Dixon et al., 2006; Lapeña et al., 2013; Matasovic et al., 2008).

En el caso de los ensayos de penetración dinámica, si bien pueden resultar adecuados para la identificación de la presencia de capas intermedias de cubrición temporal no retiradas o de diferencias de comportamiento del material (Palma, 1995), la experiencia de los autores indica que la obtención de la resistencia del material a partir de ensayos de penetración dinámica no es posible, dado que no es posible aplicar los métodos de análisis disponibles.

Por último, de acuerdo a la bibliografía revisada y a la experiencia de los autores, los ensayos de penetración estática son los más adecuados para la obtención de la resistencia de los residuos usando ensayos de campo (Lapeña et al., 2014; Matasovic et al., 2006; Ofrikhter et al., 2018; Ramaiah y Gunturi, 2014). Si bien hay autores que reportan campañas de ensayos utilizando puntas mecánicas (Palma, 1995; Sánchez-Alciturri et al., 1993), en la actualidad el uso de estas puntas no es habitual, ya que han sido sustituidas por puntas eléctricas. Estos dispositivos, además de simplificar la toma de datos y aumentar su definición espacial, incluyen un sensor de presión de poro, que permite la interpretación del ensayo en tensiones efectivas. El ensayo de penetración estático con medida de la presión de poro más utilizado, tanto en la caracterización de residuos como en la caracterización de suelos, es el que utiliza una punta cónica con medida de la resistencia a la penetración en la punta y el fuste, conocido habitualmente como CPTu.

El ensayo permite la obtención de la estratigrafía del depósito, ya que permite la identificación del tipo de comportamiento del material (SBT por sus siglas en inglés) en cada punto. Además de la determinación de la estratigrafía, la obtención del SBT del material permite determinar el procedimiento de análisis de los datos. El comportamiento de los residuos se asemeja al de arenas y mezclas arenosas, por lo que habitualmente se utilizan los métodos diseñados para el estudio de este tipo de materiales. En la Figura 7a se muestra un ejemplo de utilización del ábaco de Schmertmann (1978) realizada por Palma (1995). El autor compara los resultados obtenidos en el vertedero de Meruelo (Cantabria, España) con otros reportados en la bibliografía, representándolos como rectángulos con distintos rellenos. Por otro lado, en la Figura 7b se muestra un ejemplo de utilización del ábaco de Robertson (2010) realizado por Lapeña et al. (2014). En este caso, los autores representan en el ábaco el valor medio de los parámetros obtenido en rangos de profundidades con comportamiento similar usando puntos.

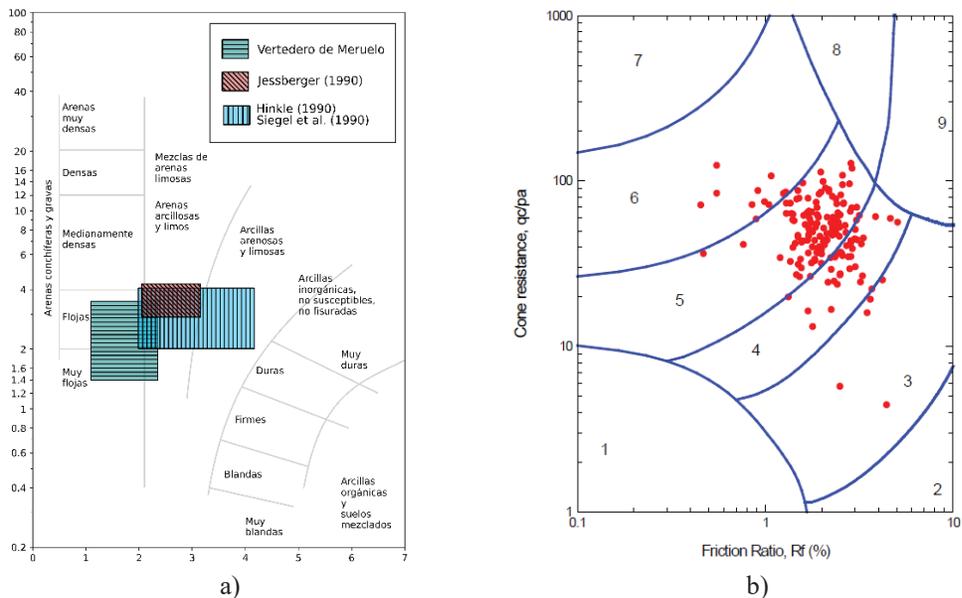


Fig. 7 – Ejemplos de SBT usando ábacos (a) ábaco de Schmertmann (Modificado de Palma, 1995) y (b) ábaco de Robertson (Lapeña et al., 2014).

Como puede verse en la figura, en ambos casos el material se comporta como una arena o una mezcla arenosa. Si bien, una vez determinado el tipo de comportamiento puede utilizarse el método correspondiente para la obtención de los parámetros resistentes, es aconsejable limpiar los datos eliminando picos y obteniendo el valor medio de los parámetros medidos en tramos de igual comportamiento (Lapeña et al., 2014).

2.5.3 – Análisis retrospectivos (*back-analyses*)

Por último, otro método habitual utilizado para la caracterización geotécnica de residuos sólidos urbanos es el análisis retrospectivo de deslizamientos de taludes (*back-analyses*). El método consiste en obtener los valores de los parámetros resistentes para los que se produce el deslizamiento del talud en las condiciones en las que se encontraba justo antes de que se produjera. Para obtener estos valores, una vez configurado el modelo de cálculo, se prueban pares de valores de los parámetros resistentes (c y ϕ) de tal forma que el valor del factor de seguridad obtenido sea igual a la unidad, lo que indica equilibrio estricto. En el mejor de los casos, el resultado del método es un conjunto de valores de los parámetros resistentes que satisfacen la condición. Si el método de cálculo lo permite y se tiene la información para hacerlo, debe ajustarse la superficie de rotura a la observada después del deslizamiento, incluida la posición y profundidad de la grieta de tracción, si existe (Huvaj-Sarihan y Stark, 2008; Stark et al., 2000).

Si bien conceptualmente el método es sencillo, presenta varios inconvenientes en su aplicación. Por un lado, si se utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el resultado obtenido al aplicar el método no será el valor de los dos parámetros resistentes, sino únicamente una relación entre ambos. Además, para obtener resultados representativos, deben conocerse las condiciones en las que se encontraba el vertedero antes del deslizamiento. Algunas condiciones fundamentales para el cálculo suelen no conocerse con precisión, como el espesor de residuo saturado sobre el sistema de impermeabilización, la posible existencia de bolsas de lixiviado o biogás, el peso específico de los materiales que componen el depósito, etc. Por último, otro aspecto que limita la utilización de este método es la escasez de accidentes documentados y que, en muchas ocasiones, los accidentes están provocados por fallos en otros componentes del vertedero (sistema de impermeabilización, terreno de apoyo), lo que complejiza el análisis, al añadir grados de libertad al problema.

En la Figura 8 se muestra, como ejemplo, el resultado de análisis retrospectivo de un deslizamiento ocurrido en el vertedero de Santa Marta, ubicado en Santiago de Chile (Lapeña-Mañero, Cañizal, et al., 2022).

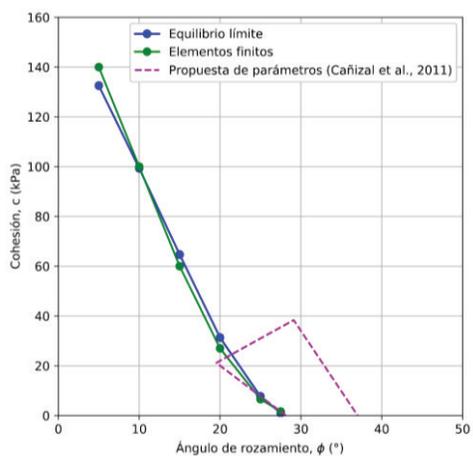


Fig. 8 – Ejemplo de resultados de un análisis retrospectivo de un deslizamiento (Lapeña-Mañero, Cañizal et al., 2022).

3 – DETERMINACIÓN DE LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que los residuos se comportan como materiales friccionales drenados, la determinación de la presión intersticial es fundamental para un correcto estudio de su comportamiento. Como puede verse en la Tabla 2, una gran cantidad de los accidentes documentados en la literatura se produjeron por un exceso de lixiviado, bien por drenaje deficiente, por la ocurrencia de fuertes lluvias o por la combinación de ambas.

Aunque no es habitual, en algunos vertederos se construyen piezómetros dentro de la masa de residuo que permiten conocer, al menos de forma puntual, la altura del lixiviado en su interior. En otros casos, pueden aprovecharse los pozos utilizados para la desgasificación para la determinación de los niveles de lixiviado. En ambos casos, estas medidas tienen carácter puntual y no permiten la determinación de posibles embolsamientos de lixiviados, sin continuidad con el nivel freático general del vertedero (niveles colgados).

Además de la medición directa de los niveles en pozos, algunos ensayos de campo permiten la determinación de la posición del nivel freático, bien de forma directa o indirecta.

La determinación de forma directa del nivel freático puede realizarse utilizando ensayos de disipación de la sobrepresión intersticial en el ensayo CPTu. La realización de estos ensayos permite la determinación de la presión intersticial en cualquier punto de la masa de residuo, lo que permite la identificación precisa del nivel freático general y de posibles embolsamientos de lixiviados.

Otro procedimiento que resulta adecuado para la determinación de la distribución de lixiviado en el interior de la masa de residuo es la realización de ensayos geoelectrónicos. Estos ensayos permiten obtener, de forma continua, la conductividad del terreno, que puede correlacionarse de forma sencilla con la humedad del material. La conductividad eléctrica del lixiviado es muy alta, por lo que, en las zonas saturadas con lixiviado, se obtienen valores de la resistividad muy bajos. El valor de la conductividad a partir de la cual se puede considerar que el residuo se encuentra saturado depende del depósito, pero, generalmente, puede considerarse que el residuo está saturado con lixiviado para resistividades inferiores a $1 \Omega \cdot m$.

4 – RESISTENCIA AL CORTE DE LAS INTERFACES

4.1 – Ensayos

Al contrario de la complejidad que presenta el estudio de la resistencia de los residuos, la resistencia tangencial o de corte entre las interfaces de geosintéticos, y entre estos y el terreno, puede obtenerse en laboratorio con ensayos de técnica relativamente sencilla. Dichos ensayos pueden ser:

- Ensayo de corte directo en caja de corte convencional.
- Ensayo de plano inclinado.
- Ensayo de resistencia al arrancamiento (*pullout*).
- Ensayo de corte anular.

El primero de ellos es similar al que se realiza para la obtención del valor de los parámetros resistentes en suelos (Figura 9), si bien las características geométricas de algunos geosintéticos (como geomallas, georredes, geocompuestos, etc.) obliga a dimensiones de lado de la caja de corte mínimas de entre 200 y 300 mm para que la muestra sea representativa. Un requisito a tener en cuenta es la colocación y sujeción del geosintético, de forma que, al aplicar el desplazamiento horizontal, se mantenga orientado según el plano de corte evitando que se produzca desplazamiento, arrugado y plegado del geosintético, influyendo en el resultado obtenido. La experiencia indica que ello se consigue fijando el geosintético con mordaza frontal y uniéndolo a un soporte rígido de superficie lo suficientemente rugosa (o en su defecto con adhesivo) de forma que quede adherido a dicho soporte sin producirse desplazamiento entre ambos a lo largo del ensayo. En la Figura 9 se muestra el esquema del ensayo de corte directo sobre interfaces de geosintéticos.

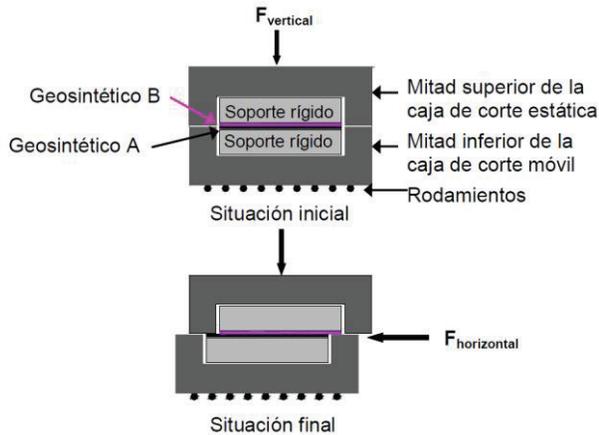


Fig. 9 – Esquema de un ensayo de corte directo en geosintéticos.

La norma europea existente para ensayo con aparato de corte (EN ISO 12957) solo considera el contacto entre un geosintético y arena tipo, normalizada, proporcionando un índice de resistencia al corte del geosintético, lo que obliga a extrapolar la normativa para la obtención de la resistencia entre las interfaces del sistema de impermeabilización. La norma norteamericana (ASTM D5321- 21) sí contempla este tipo de ensayo, por lo que su aplicación es directa.

Es el ensayo más utilizado en las investigaciones y en la práctica común. Su versatilidad, simplicidad de uso e interpretación, así como la amplitud del rango de tensiones normales que pueden aplicarse, hace que sea el método idóneo para la obtención de los valores de los parámetros resistentes en la ingeniería práctica.

También existe norma europea (EN ISO 12957-2) para el ensayo de plano inclinado. Según puede verse en la Figura10a, el ensayo consiste en bascular una base rígida en la que se aloja un geosintético hasta que la caja superior, con suelo u otro geosintético, empiece a deslizarse. El resultado adolece de haber sido obtenido con tensiones normales muy bajas, no extrapolables a las situaciones normales de un vertedero, al menos en la impermeabilización de base.

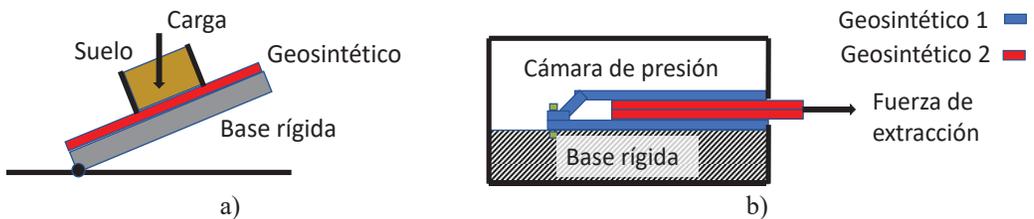


Fig. 10 – a) Ensayo plano inclinado y b) Pullout box (Modificado de Mitchell et al., 1990).

El ensayo de resistencia al arrancamiento consiste en colocar un geosintético intercalado entre suelo u otro geosintético, y bajo la aplicación de una presión normal y medir la fuerza de arranque necesaria para extraer el geosintético interior (Figura 10b).

Por último, también hay experiencias de uso del ensayo de corte anular, similar al utilizado para suelos (Jones y Dixon, 1998; Stark y Poepfel, 1994). Tiene la ventaja de poder llegar a grandes desplazamientos y así medir la resistencia residual de la interfaz, pero el defecto de, al ser el movimiento circular, no mantener la misma dirección de corte, lo que es de importancia en geosintéticos con características no isotrópicas. Además, el tamaño habitual de estos equipos obliga a

que las muestras utilizadas para la realización del ensayo sean de pequeño tamaño, por lo que presenta problemas de representatividad.

4.2 – Características resistentes

4.2.1 – Interpretación del ensayo de corte directo

Como se ha dicho con anterioridad, el ensayo más habitual para la caracterización de la resistencia de los contactos entre geosintéticos y entre geosintéticos y materiales tipo suelo es el ensayo en la caja de corte directo. En este apartado, se describe el comportamiento de las interfaces en este ensayo y se describe la forma más habitual para su interpretación.

De forma similar a un ensayo en suelos, se ejecutan tres o más determinaciones para tensiones normales (σ) de distinto valor, midiendo la fuerza necesaria para provocar el desplazamiento relativo entre ambas mitades de la caja. En general, salvo en interfaces lisas, aparece un valor máximo de la tensión tangencial inducida (tensión de pico, τ_p) en valores de desplazamiento de entre 5 a 15 mm, seguido de una reducción de dicha tensión tangencial a un valor prácticamente constante (tensión de postpico, τ_{pp}). Dicha tensión podría asimilarse, en la mayoría de los casos, a la tensión residual de la interfaz, y así es frecuentemente denominada en la bibliografía. Representando ambos valores, junto con la tensión normal respectiva, en un diagrama σ - τ (Mohr) puede ajustarse un criterio de rotura tanto en la situación de pico como de postpico. Generalmente, se utiliza el criterio de ajuste de Coulomb, relación lineal entre tensiones de acuerdo con la expresión: $\tau = c_a + \sigma \cdot \tan \phi$, donde c_a (adhesión) y ϕ (ángulo de rozamiento) son los parámetros resistentes (Figura 11).

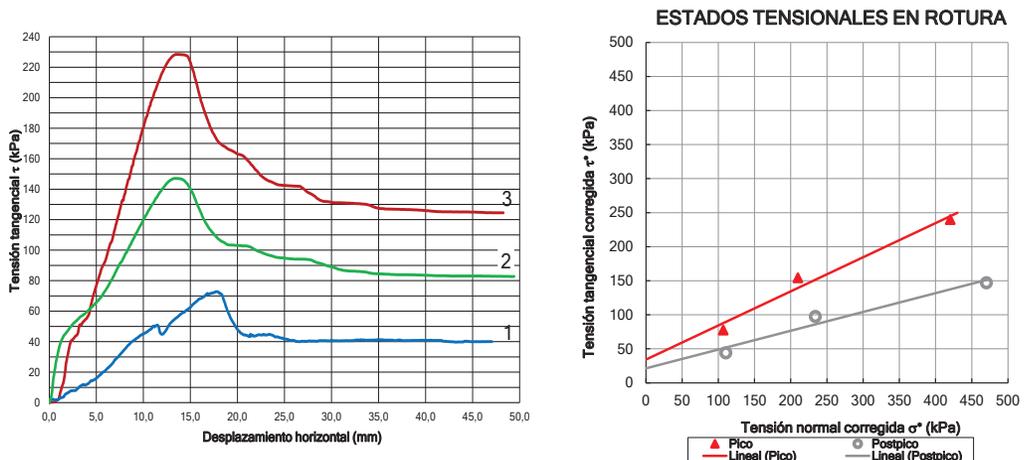


Fig. 11 – Curvas de ensayo y su interpretación.

El comportamiento resistente que presentan las interfaces se desvía, en muchos casos, de ser una envolvente recta, aunque en la práctica se mantiene este criterio de rotura. Por ello, fuera del rango de tensiones normales ensayado, los valores de los parámetros adhesión y ángulo de rozamiento obtenidos mediante un ajuste recto pueden no ser válidos, y resultar valores de la adhesión de pico inferiores a los de postpico, e incluso negativos en la extrapolación. Ambas situaciones no tienen sentido físico y son, exclusivamente, consecuencia de las limitaciones de un ajuste de los resultados obtenidos mediante una línea recta.

Alternativamente, pueden utilizarse distintos ajustes lineales cambiando según el rango de tensiones normales que corresponda, generalmente bilineales diferenciando entre tensiones

normales bajas (p.e. inferiores a 50 o 100 kPa), y rango superior a dicho valor. En ocasiones, también se ha propuesto el uso de criterios de resistencia más complejos que se ajusten mejor a un comportamiento resistente no lineal (Giroud et al., 1993; Jones y Dixon, 1998; Martínez Bacas et al., 2011).

4.2.2 – Condiciones resistentes de las interfaces

En los sistemas de impermeabilización y sellado existen múltiples interfaces de contacto con gran diversidad de características de los geosintéticos involucrados: tipo de geosintético, material y método de fabricación, espesor, rugosidad, influencia del geosintético intercalado en los geocompuestos drenantes y de las condiciones del relleno arcilloso en los geocompuestos bentoníticos (GCL). En los resultados obtenidos también influyen otras circunstancias como el tamaño de la muestra, las condiciones del ensayo, principalmente las referidas a la humedad con la que se realiza, y el valor de la tensión normal aplicada. Adicionalmente, en los contactos entre un geosintético con suelo o relleno, la resistencia de la interfaz depende de las características propias de estos materiales, que variará según el emplazamiento, el tipo de vertido dispuesto y su compactación.

En la bibliografía técnica, y en alguna normativa, pueden encontrarse resultados de ensayos realizados sobre determinadas interfaces, con rangos de valores de los parámetros resistentes. En los siguientes párrafos, se harán diversos comentarios sobre estos resultados y sobre algunas de las características del comportamiento resistente. Sin embargo, la gran variedad de factores de los que depende el resultado obtenido produce una elevada dispersión de los resultados obtenidos y disponibles, por lo que estos valores no pueden ser considerados más que como un índice de referencia. A la hora de proyectar y construir un sistema de impermeabilización y sellado de un vertedero, no debe eludirse la ejecución de los ensayos pertinentes en cada una de las interfaces existentes para la obtención de los parámetros resistentes de diseño. Máxime cuando son, en su mayoría, ensayos de relativa facilidad de ejecución e interpretación, realizados mayoritariamente con productos manufacturados, de los que cabe esperar resultados fiables y repetitivos para las mismas muestras.

El comportamiento resistente que presentan las interfaces entre geosintéticos es mayoritariamente friccional con un valor relativamente pequeño de la adhesión c_a de pico (rara vez supera las 40 kPa) y nulo o prácticamente nulo para dicho parámetro en postpico.

4.2.2.1 – Interfaz geomembrana-geotextil, GM-GT

Dentro de las posibles interfaces, la más estudiada se corresponde con el contacto entre geomembrana y geotextil. Es la más frecuente en las capas de sellado e impermeabilización porque también se da en el caso de interfaces geomembrana-geocompuesto, tanto drenante (GCD) como impermeabilizante (GCL), cuyas láminas externas son geotextiles. En este último caso, como se verá más adelante, la presencia de arcilla bentonítica intercalada confiere ciertas peculiaridades dependientes de las condiciones de humedad de la muestra.

Según Martínez Bacas (2009) y Martínez Bacas et al. (2015a, 2015b), el valor de los parámetros resistentes de la interfaz GM-GT depende del material con el que estén fabricados los geosintéticos, así como del grado de imbricación entre las rugosidades de la geomembrana y las fibras del geotextil, en el caso de que este sea no tejido. Según los autores, en coincidencia con otros investigadores, el mecanismo de interacción entre un geotextil y una geomembrana texturizada presenta dos componentes principales. La primera de ellas es la trabazón o imbricación por enganche y anudado entre las rugosidades de la geomembrana y los filamentos o fibras del geotextil, siendo la segunda causa la fricción entre materiales. La imbricación es tanto mayor cuanto mayor sea el tamaño medio de la rugosidad, su concentración por unidad de superficie, el espesor del geotextil y la longitud de sus fibras externas que se enredan en los salientes rugosos de la geomembrana, afectando al valor

de la tensión tangencial de pico. En el proceso influye el valor de la tensión normal (σ) aplicada, pues al aumentar incrementa la interacción entre ambos geosintéticos. Para valores inferiores a 50 kPa, afecta al nivel superficial del geotextil, llegando a su matriz para valores mayores, según en el esquema de la Figura 12 (Hebeler et al., 2005).



Fig. 12 – Imbricación entre geomembrana y geotextil. (a) Bajo y (b) alto valor de la tensión normal.

Después de alcanzar el pico, se produce una reducción de la resistencia o reblandecimiento del contacto. Esto se produce, principalmente, porque las fibras del geotextil en contacto con las rugosidades de la geomembrana se estiran, se separan y se orientan paralelamente a la dirección de corte, desapareciendo gran parte de la trabazón.

Por las razones anteriores, es muy amplia la diferencia de resultados disponibles, registrándose disparidad, sobre todo en el ángulo de rozamiento de pico. En su revisión bibliográfica, Martínez Bacas (2009) recoge valores entre 15° y 35°, fruto de la gran diversidad de geosintéticos ensayados, tipo de ensayo y rango de tensiones normales aplicadas, aunque de los ensayos de su campaña de investigación el rango obtenido es más limitado (de 17° a 27°). La dispersión de datos se reduce en la resistencia postpico, de 10° y 19°, porque en las interfaces que presentan mayor resistencia de pico se produce también mayor desgaste de la rugosidad de la membrana y rotura de fibras del geotextil, lo que da lugar a una reducción mayor de la resistencia en la situación de postpico respecto a la tensión tangencial de pico.

Cuando la geomembrana es lisa, no aparece imbricación con el geotextil, disminuyendo la resistencia de la interfaz a valores muy bajos del ángulo de rozamiento, con adhesión nula. Para geomembranas fabricadas con Polietileno de Alta Densidad (PEAD o HDPE en inglés), que son las más frecuentemente utilizadas en sistemas de impermeabilización basal y de sellado de depósitos controlados, diversos autores (Jones y Dixon, 1998; Kamon et al., 2009; Martínez Bacas, 2009; Seo et al., 2007) y datos de ensayos propios, reportan valores entre 6° y 9,5° para la resistencia de pico, que se reduce 1 o 2 grados en la resistencia postpico. Sin embargo, cuando el material del que está fabricado la geomembrana lisa es policloruro de vinilo (PVC), la resistencia obtenida parece ser superior. Los escasos datos que existen en la bibliografía de ensayos realizados con geomembranas de este tipo de material proporcionan valores de resistencia de pico entre los 15° y 20° (Kamon et al., 2009).

En la Figura 13 y en la Tabla 4 se compara la resistencia obtenida para un mismo geotextil (gramaje 1000) ensayado respecto a ambas caras de una geomembrana HDPE cuyas caras son una de ellas rugosa y la otra lisa. Puede observarse: a) La relación entre resistencias desde postpico y pico es inferior en la interfaz rugosa (58%) que en la lisa (76%), debido al mayor desgaste y deterioro sufrido en la primera; b) La cara lisa proporciona solo el 18% de la resistencia de pico obtenida en la cara rugosa, variando al 25% si se considera la resistencia postpico.

Para este tipo de contacto, se ha encontrado que el tamaño de la muestra ensayada influye ligeramente en los resultados obtenidos. Los resultados reportados por Martínez Bacas (2009) y

ensayos propios posteriores denotan valores de la resistencia de pico algo mayores en muestras de pequeño tamaño (50 o 60 mm de lado) que en las muestras de mayores dimensiones (300 mm de lado). Por otra parte, los resultados de ensayos disponibles en la bibliografía indican que la afección de la humedad del ensayo en la resistencia obtenida es muy pequeña. Diversos autores indican reducciones del ángulo de rozamiento de 0,5° a 2° (Bergado et al., 2006; Seed et al., 1990).

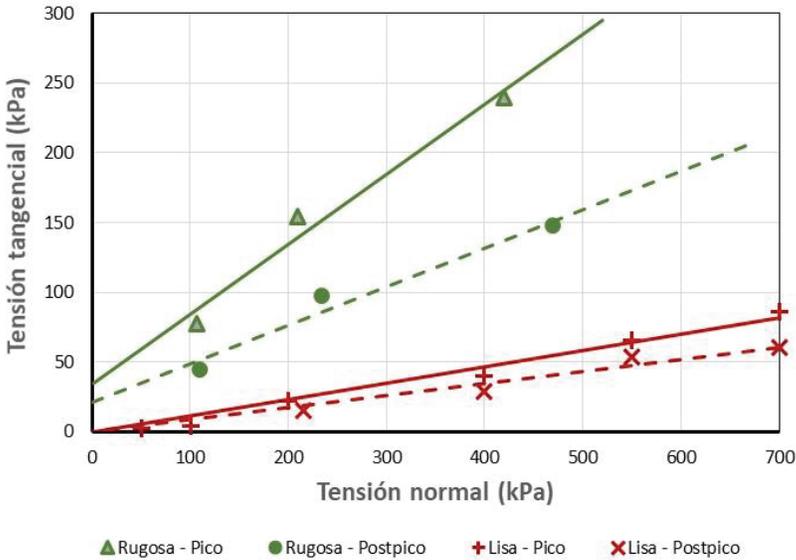


Fig. 13 – Contacto GM HDPE - GT 1000. Muestra seca.

Tabla 4 – Valores y relación de los parámetros resistentes. Interfaz GM(PEAD)-GT

	Resistencia pico		Resistencia postpico		Postpico/pico
	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	
GM Rugosa	34,2	26,6	21,3	15,4	58%
GM Lisa	0,0	6,7	0,0	5,0	76%
Lisa/Rugosa	18%		25%		

4.2.2.2 – Interfaz geomembrana - geocompuesto drenante, GM-GCD

El geocompuesto drenante está formado por dos geotextiles finos de poco gramaje entre los que se intercala una geored. La interfaz entre geomembrana y geocompuesto drenante se da frecuentemente en la capa de sellado superior del vertedero y, en algunos casos, en el sistema de impermeabilización y drenaje basal cuando la superficie tiene una inclinación elevada, en cuyo caso se puede sustituir el material granular del sistema de drenaje por un geocompuesto drenante. Existen escasos resultados en la bibliografía sobre las características resistentes de este tipo de contacto. Martínez Bacas (2009) y Martínez Bacas et al. (2015a) presentan ensayos para valores de la tensión normal de hasta 100 kPa, rango correspondiente a su zona de ubicación. Los autores indican que en el comportamiento resistente de pico influyen principalmente los factores anteriormente comentados en la interfaz geomembrana – geotextil. Sin embargo, para una geomembrana con rugosidad de tamaño superior a 1 mm, aplicando una tensión normal de 100 kPa, obtuvieron un incremento notable de la resistencia tangencial de pico, lo que denotaba una interacción entre la rugosidad y las

varillas de la georred, al comprimirse el geotextil alrededor de dichas varillas, pasando su comportamiento a ser similar al de las interfaces geomembrana-georred (Figura 14). Sin embargo, en la resistencia postpico parece no tener influencia, al menos en el rango de tensiones normales ensayadas ($\sigma \leq 100$ kPa), lo que se achaca al desgaste producido en la rugosidad al alcanzar la rotura de pico.

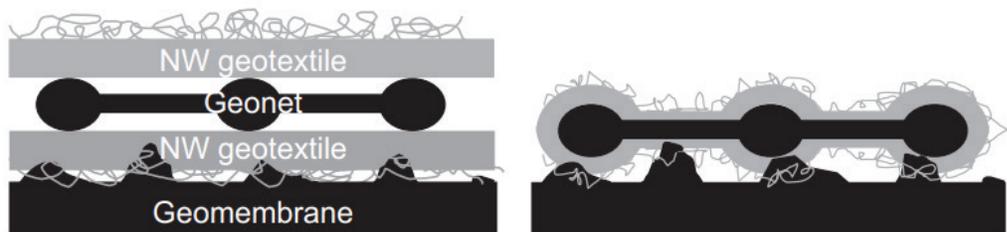


Fig. 14 – Mecanismos de interacción para bajos y altos valores de la tensión normal (Martínez Bacas et al., 2015a).

Para geomembranas rugosas, la resistencia de pico obtenida en estos ensayos se encuentra entre los 13° y los 29°, mientras que la de postpico está entre 5° y 15°. Los autores indican que, cuando se trata de la situación de pico y para tensiones normales iguales o superiores a 100 kPa, el valor de la resistencia interna del geocompuesto drenante puede ser inferior al de la interfaz con la geomembrana, lo que debe ser estudiado.

Si la geomembrana ensayada es lisa, el resultado obtenido en los ensayos anteriormente citados está en el rango de 4° a 5°, tanto para resistencia de pico como de postpico.

4.2.2.3 – Interfaz geomembrana – suelo, GM-S

Esta interfaz puede verse en la impermeabilización de base de vertedero, entre la capa de arcilla compactada que actúa como barrera mineral artificial o la barrera geológica natural y la geomembrana. De todos modos, en el diseño moderno de depósitos controlados este tipo de interfaz habitualmente no se produce, dado que suele intercalarse entre el suelo y la geomembrana un geotextil de protección

Al introducirse las rugosidades de la geomembrana en el terreno, el mecanismo de interacción se establece en dos vías (Martínez Bacas et al., 2015a). Por un lado, la resistencia interna del suelo en un plano no afectado por penetración de las rugosidades y, por otro, el efecto de arado que produce cada una de las rugosidades en el suelo. La fracción de la resistencia aportada por cada uno de estos procesos depende de la forma, del tamaño y de la separación de las rugosidades de la geomembrana. Si la tensión normal es de bajo valor, y las rugosidades no penetran totalmente en el terreno, la interacción se reduce a un nivel más superficial, donde domina a segunda vía citada. Cuanto mayor es la imbricación de las rugosidades en el suelo, más remoldeo se produce en este, causando una reducción mayor en el paso de la situación de pico a postpico.

El valor del ángulo de rozamiento de pico obtenido en el artículo citado está en el rango entre 18° y 32°, en consonancia con otros autores, lo que se indica que corresponde a un porcentaje del 70 al 80% de la resistencia interna de los suelos ensayados. El rango de resistencias postpico aportado es más amplio, de 6° a 27°, debido a la alteración comentada en el párrafo anterior.

Cuando la geomembrana es lisa, los valores de la resistencia de la interfaz son muy inferiores. El rango proporcionado está entre 6° y 11° para resistencia de pico y entre 3° y 8° para postpico, similar a otras investigaciones (Bergado et al., 2006; Koerner et al., 1986; Stark y Poepfel, 1994).

4.2.2.4 – Interfaz geomembrana – geocompuesto impermeabilizante GM-GCL

Es un contacto muy habitual tanto en el sellado superior como en la impermeabilización de base. El geocompuesto GCL está formado por dos geotextiles, uno de ellos no tejido y el otro tejido, habiendo una capa de bentonita entre medio de ambos. Los geotextiles de ambas caras están unidos entre sí mediante fibras de refuerzo. Como se verá, el comportamiento y resistencia de este contacto depende fuertemente de sus condiciones de hidratación, motivado por la naturaleza arcillosa del relleno de la GCL.

El contacto de la geomembrana con la GCL se produce a través del geotextil no tejido. Por lo tanto, en condiciones secas, el mecanismo de interacción es similar al de geomembrana-geotextil analizado anteriormente, aunque en el caso de geomembrana rugosa y bajo presiones normales elevadas, las rugosidades ondulan el geotextil hacia el interior de la capa arcillosa, implicando algo de la resistencia interna de la GCL en el comportamiento de la interfaz. En todo caso, este efecto parece de menor importancia, y en condiciones secas, el plano de corte se produce siempre entre la geomembrana y el geotextil, sin que se vea afectada internamente la GCL con independencia de rango de tensiones de ensayo (Martínez Bacas, 2009). Los valores resultantes del ángulo de rozamiento y de la adhesión son similares a los expuestos anteriormente, presentando un carácter básicamente friccional. McCartney et al. (2009) recopilan valores de la bibliografía entre 20° y 35° para el ángulo de rozamiento de pico y de 10° a 25° para postpico, estando los resultados de ensayos realizados por dichos autores en valores medios de estos rangos. Otros autores (Kamon et al., 2009; Martínez Bacas, 2009; Seo et al., 2007) también proporcionan valores intermedios, así como el resultado de resistencia de pico de un ensayo propio presentado en este apartado, según puede verse en la Tabla 5. Sin embargo, la resistencia postpico de dicho ensayo se encuentra en la zona inferior de su rango.

Tabla 5 – Valor de los parámetros resistentes. Interfaz GM (PEAD) – GCL.

	Geomembrana rugosa				Geomembrana lisa			
	Resistencia pico		Resistencia postpico		Resistencia pico		Resistencia postpico	
	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)
Seca	38,1	28,5	21,3	10,9	0,0	9,2	0,0	7,4
Hidratada (BP)	25,2	17,3	---	---	1,7	7,2	0,0	5,4
Hidratada (L)	8,7	5,8	1,4	3,8	4,9	2,8	8,0	1,7

En cuanto al contacto con geomembrana lisa, los valores resultantes en la bibliografía son también similares a los presentados anteriormente en el contacto GM-GT, encontrándose, en general, en valores iguales o menores a los 10°.

La situación hidratada supone un descenso significativo de la resistencia del contacto, como puede verse en la gráfica de la Figura 15 y en la Tabla 5. Dado que, según se ha visto, la influencia de la humedad en la interfaz geomembrana-geotextil es prácticamente despreciable, esta reducción tiene que estar motivada por las características arcillosas del relleno de la GCL, que bajo determinadas condiciones de ensayo pierde gran parte de su resistencia interna con respecto a la que tiene en condiciones secas, produciéndose el plano de rotura en su interior. En esta situación, el valor de pico corresponde al momento de la rotura de la mayoría de las fibras de refuerzo y el de postpico al rozamiento de la capa de bentonita con el geotextil tejido (Martínez Bacas, 2009), llegando a esta conclusión después de realizar ensayos individuales del geocompuesto GCL hidratado, y comprobar que coincidía su resistencia con la del contacto GM-GCL en condiciones húmedas. También otros autores como McCartney et al. (2009) encuentran fuertes reducciones en la resistencia interna de las GCL al pasar de situación seca a hidratada.

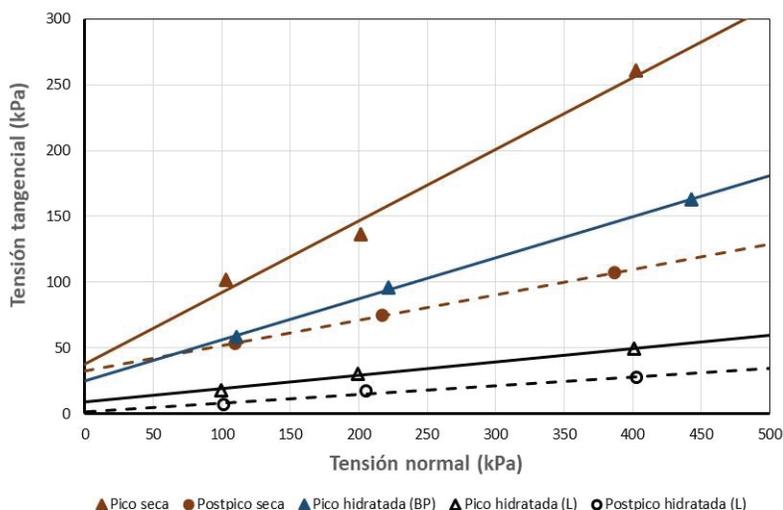


Fig. 15 – Contacto GM (PEAD) - GCL. Seco y con distintas condiciones de hidratación.

En la saturación de una muestra juegan un papel importante diversos factores: el procedimiento de hidratación seguido, el proceso de consolidación de la capa arcillosa previo a la fase de rotura, y la velocidad a la que dicha fase se ejecuta. Respecto a la hidratación, hay dos alternativas opuestas: a) hidratación libre, saturando la muestra de GCL en un recipiente sin someterla a presión, modo denominado (L) en la gráfica y en la tabla adjuntas, para posteriormente colocarla en la caja de corte y someterla a la tensión normal de ensayo y b) hidratación confinada (BP), colocando la muestra en la caja de ensayo de corte e hidratándola bajo una presión igual al valor de la tensión normal de ensayo. Como el tiempo necesario para la hidratación puede ser elevado (hasta de varios días), el primer procedimiento es más eficiente desde el punto de vista organizativo al no ocupar la caja de ensayo, pero se ha observado por diferentes autores (Bergado et al., 2006; Martínez Bacas, 2009) y en ensayos propios, como el representado en la Figura 15, que partículas de bentonita atraviesan los orificios del geotextil tejido, y posiblemente también se escapan a través de los bordes cortados de la muestra, contaminando el geotextil no tejido y formando una pátina lubricante, que reduce la resistencia de la interfaz con la geomembrana. Esta circunstancia se ve reducida en el procedimiento confinado.

Por otra parte, como en el caso de ensayos en suelos, es muy importante que la fase de consolidación se realice correctamente, esperando el tiempo oportuno para que se produzca. En este aspecto, hay que tener en cuenta que la bentonita se trata de una arcilla muy plástica y de muy baja permeabilidad, por lo que el proceso puede durar bastantes horas a pesar del escaso espesor de la capa de arcilla que tiene una GCL. Por último, la velocidad de la fase de rotura debe corresponder a la situación que se quiere reproducir en la realidad, bien a corto o a largo plazo, considerando los parámetros, drenados o no drenados, que se quieran establecer para la resistencia interna de la GCL. En general, cuando no se especifique lo contrario, los parámetros obtenidos deben ser los drenados (c_a y ϕ), por coherencia con el resto de interfaces. Esto exige una velocidad de ensayo lo suficientemente lenta en la fase de rotura para que puedan disiparse las presiones intersticiales en el interior de la bentonita.

Con las razones anteriores, es lógico encontrar disparidades en los resultados de la bibliografía respecto a los ensayos húmedos realizados con geomembrana rugosa. Los valores aquí presentados (Figura 15 y Tabla 5) para hidratación confinada guardan relación con los aportados por McCartney et al. (2009) y Seo et al. (2007), pero no con los de Martínez Bacas (2009) y Kamon et al. (2009),

que proporcionan valores en torno a los 10° o inferiores, en el rango del comportamiento bajo hidratación libre y posterior aplicación de la tensión normal. La reducción de la resistencia reflejada en los datos de la Tabla 5 para la situación hidratada respecto a la seca es de un 60% en el caso de hidratación bajo presión, y de un 20% cuando la hidratación es libre.

Si se trata de geomembrana lisa, los bajos valores que pueden verse en la tabla coinciden con los obtenidos en los estudios anteriores de Martínez Bacas (2009) y Kamon et al. (2009), pero son algo inferiores a los aportados por otros autores (Bergado et al., 2006; Seo et al., 2007) que se encuentran entre 6° y 9° de ángulo de rozamiento.

4.2.2.5 – Interfaz geocompuesto impermeabilizante – arcilla de regulación, GCL-Suelo

Se localiza en base del vertedero como capa inferior del sistema de impermeabilización. El contacto es a través del geotextil tejido de la GCL. Por lo tanto, la interacción con el terreno se produce por el sistema de rugosidades formado por la trama y urdimbre de dicho geotextil, que se introduce en el suelo compactado, y actúa de forma parecida a la ya comentada para el contacto GM rugosa – suelo. Una fracción de la resistencia es debida la interna del suelo en un plano no afectado por la penetración de los filamentos tejidos, y el resto producida al efecto de arado producido por dichos filamentos.

En la Figura 16 y la Tabla 6, se presenta el resultado de un ensayo realizado con la GCL del apartado anterior y un suelo arcilloso compactado, cuyos valores de parámetros resistentes también se adjuntan. Las interfaces no presentan reblandecimiento de postpico, salvo a la máxima tensión normal ensayada, con un descenso poco relevante. El ensayo se ha realizado tanto en condiciones secas como hidratadas, por lo que cabe decir lo mismo que en el apartado anterior respecto a la hidratación de la GCL. La hidratación de las muestras, en los casos en los que corresponda, se ha realizado en las mismas condiciones de confinamiento en las que se ha desarrollado posteriormente el ensayo.

Se aprecia que la resistencia de la interfaz seca difiere de la del suelo en el valor del parámetro cohesivo, mientras que se mantiene el mismo ángulo de rozamiento. La relación media entre resistencia de la interfaz y la del terreno es de un 80%.

Por otro lado, de los resultados obtenidos para las muestras hidratadas, se han adoptado dos rangos de tensiones para el ajuste y obtención de parámetros resistentes. Puede verse que, para $\sigma_n \leq 200$ kPa, la envolvente de rotura tiene una pendiente similar a la del suelo y a la del ensayo de muestras secas, siendo la reducción media de la resistencia respecto a la seca de un 75 - 80%. Para $\sigma_n \geq 200$ kPa disminuye el ángulo de rozamiento, lo que denota un cambio en el comportamiento de la interfaz, pasando posiblemente el plano de rotura de ser entre el geotextil y el suelo, a ser interno de la GCL, con un mayor valor de la adhesión proporcionado por la resistencia a la rotura de las fibras de refuerzo.

En este caso, el cambio de comportamiento puede ser delimitado gracias a que el punto representativo de la rotura a la tensión media de 200 kPa presenta un quiebro muy acusado. No ha sido así en el caso del contacto GM-GCL, hidratado de forma confinada (BP), representado en la Figura 16, para el que no se ha hecho discriminación entre rango de tensiones normales. Sin embargo, si se comparan entre sí los valores de las tensiones (σ , τ) en rotura de ambos ensayos saturados, se aprecia una similitud entre ellos, lo que indica un comportamiento análogo en la envolvente de rotura de ambas interfaces, lo que sería signo de la influencia de la resistencia interna de la GCL, único material que coincide, en el valor de sus resistencias hidratadas.

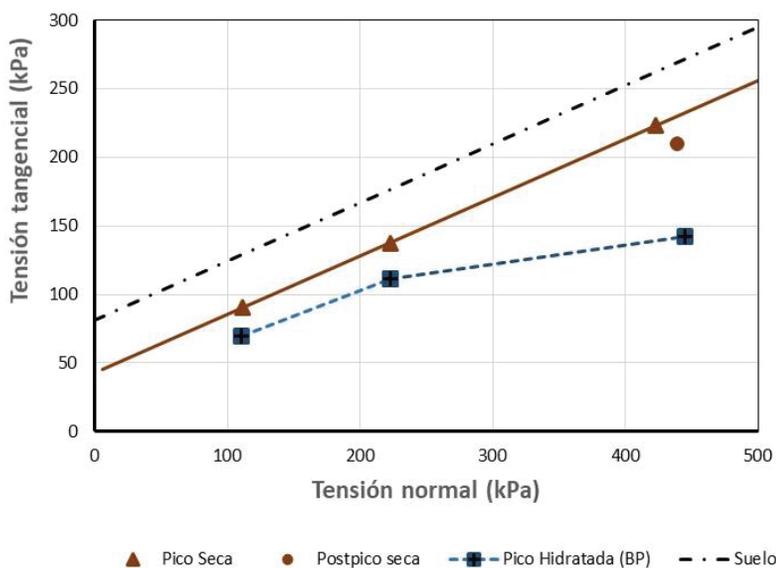


Fig. 16 – Contacto GM (PEAD) - GCL. Seco y con distintas condiciones de hidratação.

Tabla 6 – Valor de los parámetros resistentes. Interfaz GM (PEAD) – GCL.

	$\sigma_n \leq 200 \text{ kPa}$		$\sigma_n \geq 200 \text{ kPa}$	
	$c_a \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$c_a \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$
Muestra seca	42,5	23,1	42,5	23,1
Muestra Hidratada (BP)	28,8	20,3	80,5	7,9
Suelo	81,6	23,1	81,6	23,1

4.2.3 – Influencia de la resistencia a tracción de los geosintéticos

Como se ha indicado anteriormente, la capa de impermeabilización y sellado del vertedero se realiza mediante la colocación de las láminas de geosintéticos, anclando el sistema multicapa en zanjas ubicadas en bermas quedando todo el sistema colgado de ellas. El esquema de la Figura 17 representa simplificada el estado tensional de una interfaz entre dos geosintéticos, ambos sometidos a tensiones normales (σ) y a tensiones tangenciales (τ) transmitidas por el relleno superior, siendo L la longitud de paño de geosintético o distancia entre dos zanjas de anclaje consecutivas. Para que se desarrolle una resistencia tangencial en la interfaz debe producirse un desplazamiento relativo del geosintético superior respecto al inferior según el sentido de las tensiones tangenciales actuantes. Al ser el extremo superior un punto de anclaje fijo aparece una tracción en dicho geosintético. Ello implica una asociación compleja entre las tensiones tangenciales que se desarrollan en las interfaces del sistema de impermeabilización o sellado y las tensiones de tracción a las que están sometidos los geosintéticos, relacionadas con la deformación que estos sufren.

Cuando se alcanza el estado límite en una interfaz, las fuerzas actuantes son: su resistencia interna, determinada por el criterio de Coulomb, y la resistencia a tracción del geosintético (o, si es inferior, la resistencia del anclaje en la zanja). Denominando R_T al valor de dicha fuerza por metro lineal en la dirección perpendicular a la sección dibujada (resistencia unitaria), la tensión tangencial máxima que se dispone en la interfaz es la definida en la ecuación 1.

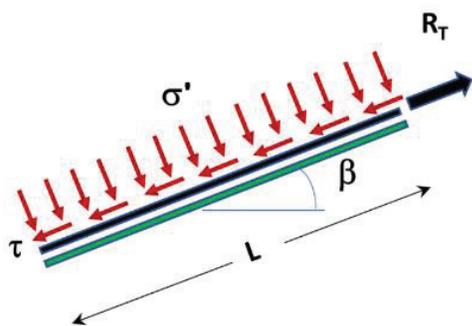


Fig. 17 – Acciones existentes en una interfaz.

$$\tau_{m\acute{a}x} = (c_a + \sigma' \cdot \tan\phi) + \frac{1}{L} \cdot R_T \quad (1)$$

Agrupando adecuadamente, se obtiene que la tensión tangencial de rotura entre los dos geosintéticos responde al criterio de Coulomb, pero con una adhesión aparente suma de la adhesión real y del cociente entre la resistencia unitaria a la tracción del geosintético y su longitud, como se muestra en la ecuación 2.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \left(c_a + \frac{R_T}{L} \right) + \sigma' \cdot \tan\phi = c_a^* + \sigma' \cdot \tan\phi \quad (2)$$

Lo anterior también es válido en el caso de tener un conjunto de geosintéticos sobre una determinada interfaz. Sin embargo, la resistencia a tracción del conjunto no es la suma de las resistencias a tracción de cada uno de ellos puesto que, al ser de diferentes tipos, alcanzan dicha resistencia con elongaciones diferentes y no compatibles con las que pueda experimentar realmente el sistema multicapa, además de la limitación ya citada por arrancamiento en la zona de anclaje.

Por otra parte, las elongaciones que experimentan la mayoría de los geosintéticos al alcanzar la resistencia a la tracción son muy elevadas (> 60% en geotextiles, >500% en geomembranas), lo que implica grandes desplazamientos relativos entre geosintéticos a través de las sucesivas interfaces y, por ello, situaciones de resistencia de postpico, de menor valor. Con parámetros de resistencia de pico, deben asumirse valores inferiores al de la resistencia a la tracción, compatibles con valores de los desplazamientos relativos de pico.

En la práctica, con los valores convencionales de resistencia a tracción de los geosintéticos (R_T) y la longitud de paño entre dos bermas (L), el rango disponible para el incremento de la adhesión es bajo (≤ 5 kPa), por lo que solo puede tener cierta relevancia si se trata de una interfaz cuyos valores de la adhesión (c_a) y del ángulo de rozamiento (ϕ) sean muy bajos (p.e. con una geomembrana lisa), y que se encuentre ubicada en el sellado superior del vertedero, con bajos valores de la tensión normal. Lo anterior como puede observarse en la gráfica aumentada de la zona superior derecha de la Figura 18.

La interfaz de menor resistencia de un sistema de impermeabilización o sellado, entre los geosintéticos o respecto a los terrenos superior e inferior, puede denominarse interfaz crítica, y sus parámetros resistentes corresponden al valor representativo de la resistencia al deslizamiento del conjunto del sistema para realizar un análisis de estabilidad. Es de recalcar que la interfaz crítica puede cambiar según el rango de valores de la tensión normal que se considere, o las condiciones de cálculo que se barajen: pico, postpico, secas o hidratadas.

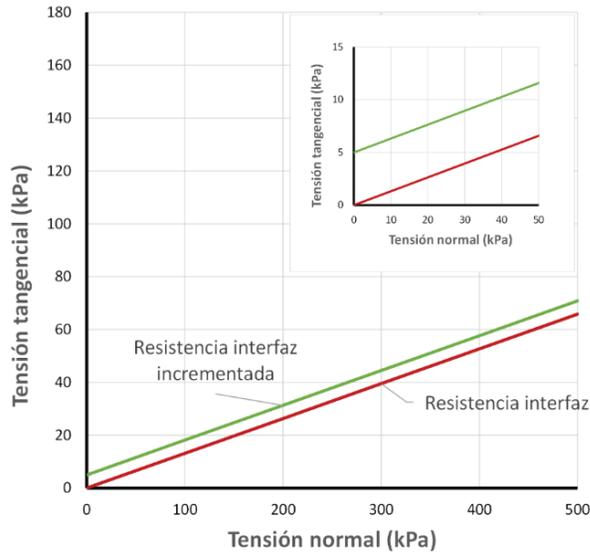


Fig. 18 – Incremento de la resistencia en una interfaz.

Abundando en lo anterior, si las tensiones tangenciales actuantes sobre el sistema de impermeabilización superan el valor de la resistencia de la interfaz crítica, los geosintéticos superiores pueden llegar a romper a tracción o experimentar grandes y rápidas elongaciones, lo que implica una reducción de la resistencia de pico a postpico, propia de desplazamientos relativos entre geosintéticos de mayor valor. En todo caso, esto supone una pérdida súbita o muy rápida de resistencia, que se traduce en roturas bruscas del vertedero con alta velocidad de movimiento.

5 – COMENTARIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Como se ha dicho con anterioridad, el comportamiento de los residuos se asemeja al de los suelos y, por lo tanto, tradicionalmente se ha utilizado el modelado geotécnico para el análisis de la estabilidad de depósitos controlados. Por otro lado, a pesar de la gran heterogeneidad de la masa de residuo, sus propiedades geotécnicas varían de forma consistente y predecible, lo que hace plausible su modelado como materiales homogéneos (Dixon y Jones, 2005; Palma, 1995; Sánchez-Alciturri et al., 1993). Sin embargo, las características tanto del material como de otros elementos de los que se compone un depósito controlado hacen que sea necesario tomar una serie de precauciones a la hora de analizar su estabilidad, tanto respecto al método de análisis utilizado como a la elección de los valores de los parámetros resistentes.

5.1 – Respecto al método de análisis

En anteriores apartados se ha visto que los elementos que conforman el cuerpo de un vertedero, tanto residuos como geosintéticos, pueden ser considerados como materiales resistentes tipo Coulomb, con parámetros cohesivo y friccional. Por ello, la estabilidad de un talud de vertedero puede abordarse mediante los mismos métodos de análisis que se usan en estabilidad de taludes en suelos. Los de más común uso práctico son los métodos de equilibrio límite por fajas, aunque los métodos tensodeformacionales con algoritmo de reducción de los parámetros resistentes (*c- ϕ reduction*) son también de amplia utilización.

Los métodos de equilibrio límite por fajas dividen el terreno en una serie de fajas o rebanadas, y estudian el equilibrio de cada una de ellas. El resultado es un sistema de ecuaciones cuyas

incógnitas son fuerzas, pero está indeterminado por haber más incógnitas que ecuaciones. Dado que el método no contempla deformaciones, la indeterminación debe resolverse estableciendo hipótesis de cálculo, habitualmente respecto a las fuerzas de interacción entre las diversas fajas, que son propias de cada uno de los métodos existentes y distintas entre sí. Esta simplificación matemática genera inexactitudes en el resultado obtenido, por lo que los diversos métodos pueden proporcionar resultados distintos.

Se establecen arbitrariamente posibles superficies de rotura (curvas en un estudio bidimensional) obteniendo para cada una de ellas su factor de seguridad, y considerando el valor mínimo de todas ellas como el factor de seguridad del talud. En la práctica, se plantean superficies cilíndricas (bidimensionalmente círculos) por su mayor sencillez, discretizando, con malla de centros y rango de radios, las infinitas posibilidades de superficie de rotura. Para estas superficies cilíndricas, y determinados métodos de cálculo (p.e. Morgenstern-Price), el error inducido por las hipótesis de interacción entre fajas puede considerarse pequeño y asumible.

Para el estudio de la estabilidad de un vertedero mediante análisis de equilibrio límite hay que establecer las diversas situaciones de inestabilidad a estudiar: a través de los residuos, superficial en el sistema de sellado, con implicación al terreno natural de base o del entorno, al dique de pie o a través del sistema de impermeabilización basal. En general se plantearán círculos, salvo en las inestabilidades que afecten al sistema de sellado o al de impermeabilización. Para este último, la superficie no debe limitarse a un círculo con punto de tangencia con la capa de base (Figura 19a), porque no estudiaría adecuadamente la posibilidad de deslizamiento a través del sistema multicapa que conforman los diversos geosintéticos. Incluso podría proporcionar, debido al sistema discreto de la serie de superficies estudiadas a falsas tangencias, bien por no alcanzar dicha superficie la base de impermeabilización, o bien por adentrarse en el terreno natural, lo que daría valores espurios del factor de seguridad buscado. Este problema es más evidente cuando dicho terreno natural es abrupto con salientes y promontorios acusados. Deben plantearse superficies que puedan desarrollarse a lo largo del contacto, como la representada en la Figura 19b.

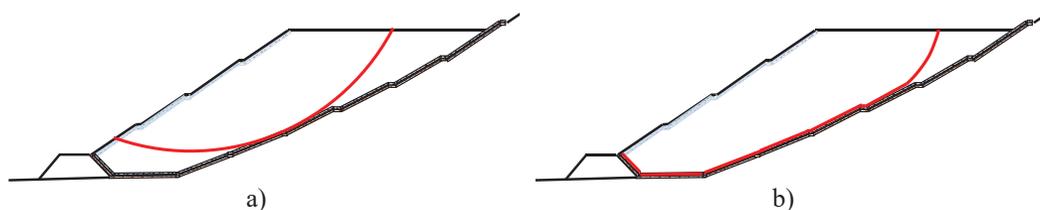


Fig. 19 – Posibles superficies en un método de equilibrio límite, (a) circular y (b) a través del sistema de impermeabilización.

En la actualidad, algunos softwares permiten superficies que se desarrollan total o parcialmente a lo largo de determinadas zonas del terreno donde existen contactos entre suelo y roca, estratos más blandos de pequeño espesor o, en el caso de los vertederos, impermeabilización de base. La consideración de otras superficies distintas a la cilíndrica, más complejas, puede aumentar el error debido a las hipótesis respecto a las fuerzas de interacción.

Alternativamente, los métodos tensodeformacionales suponen un avance cualitativo en el estudio de la estabilidad de un talud al ser más precisos. Parten de las ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos que deben integrarse mediante métodos numéricos (generalmente elementos finitos). No requieren hipótesis adicionales sobre fuerzas de interacción, ni presuponen superficies de posible rotura. La superficie pésima es un resultado del cálculo. Por esta razón, proporcionan un resultado más fiable cuando las superficies de rotura son complejas, distintas de las circulares. El valor del factor de seguridad se obtiene mediante un algoritmo denominado *c- ϕ reduction* que reduce los parámetros resistentes por un factor hasta que se produce la rotura,

identificándose en esta situación el valor de dicho coeficiente reductor con el factor de seguridad del talud. Permiten también estudiar la situación de servicio, con la determinación de las tensiones, deformaciones y desplazamientos en el vertedero, lo que les hace especialmente interesantes para el contraste y ajuste del control de movimientos del vertedero durante su explotación y con posterioridad al cierre (método observacional).

Los métodos tensodeformacionales también permiten la consideración de modelos de comportamiento complejos, análisis del fenómeno de rotura progresiva inherente al reblandecimiento que, como se ha visto, experimentan las interfaces entre geosintéticos pasando de valores máximos de pico a valores inferiores de postpico, o la posibilidad de estudiar grandes desplazamientos. Como contrapartida, requieren de un mayor número de datos relativos a las características resistentes y deformacionales de los materiales implicados, lo que, en un caso general, implica mayor número de ensayos y de mayor complejidad, lo que en el caso de los vertederos de residuos es difícil o prácticamente imposible de conseguir. Esta circunstancia limita la ventaja de estos métodos con respecto a los de equilibrio límite.

5.2 – Respecto a los valores resistentes de cálculo y al factor de seguridad mínimo exigible

Se ha visto que los residuos presentan un comportamiento rigidizable con incremento de la resistencia con la deformación, por lo que los parámetros resistentes del vertido deben ser limitados a valores de la deformación compatibles con los movimientos admisibles del vertedero y de las instalaciones, lo que supone valores de la resistencia para un rango de deformación entre el 5 y 10%.

Por el contrario, las interfaces entre geosintéticos y las resistencias internas de los geocompuestos muestran reblandecimiento con valores de pico y residuales, así como reducción de la resistencia interna y de las superficies de contacto con los geocompuestos arcillosos cuando se produce humectación. Por tanto, hay que plantear diversas hipótesis de cálculo con las posibilidades de resistencia disponibles. En todo caso, en el paquete de sellado o de impermeabilización hay una superficie crítica que corresponde a la que proporciona el menor valor de la resistencia de todo el conjunto de interfaces o resistencias internas que puedan plantearse. El comportamiento resistente de esta interfaz o, en su caso, terreno o residuo que proporciona el valor mínimo, es el representativo de la resistencia al deslizamiento del conjunto, definiendo sus parámetros resistentes. Ya se ha comentado que, en caso contrario, los geosintéticos situados por encima de la superficie crítica trabajarían a tracción con riesgo de rotura por esta causa.

Como se ha dicho con anterioridad, el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico ha publicado recientemente un documento técnico en el que se establecen criterios de ubicación, diseño y programas en el que se establecen valores mínimos del factor de seguridad (Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental, 2024), La propuesta es idéntica a la que se recogía en el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 (Subdirección General de Calidad Ambiental, 2003). En dichos documentos se indican unos valores mínimos para el factor de seguridad que varían de 1,3 a 1,8 dependiendo del tipo de vertedero de residuos (inertes, no peligrosos o peligrosos) y del nivel de riesgo (bajo, medio o alto), tal y como se muestra en la Tabla 1. La clasificación de los vertederos en función de criterios de admisibilidad de residuos está especificada en el Real Decreto 646/2020 y el nivel de riesgo se corresponde con los posibles daños producidos por una rotura. Con riesgo bajo se consideran los vertederos cuya inestabilidad produciría exclusivamente daños materiales, riesgo medio se relaciona con daños significativos al medio ambiente adicionales, y riesgo alto con daños a personas además de daños ambientales severos o irreversibles. En el mencionado documento, se indica que los valores anteriores se refieren a situaciones estáticas de operación normal, permitiendo la rebaja de 0,1 para situaciones accidentales (sismo o fallo del sistema de drenaje)

Basándose en lo anterior, (Estaire et al., 2014) presentan una interesante propuesta de valores mínimos requeridos para el factor de seguridad diferenciando tres situaciones de cálculo o proyecto, además del tipo de vertedero y el riesgo potencial de la rotura. Además, relacionan dichas situaciones

de cálculo con las hipótesis sobre las condiciones resistentes en las que puede encontrarse el sistema de impermeabilización: resistencia máxima de pico, resistencia de postpico o residual para grandes movimientos y resistencia por saturación de las interfaces con geocompuesto impermeabilizante GCL, según puede verse en la Tabla 7.

Tabla 7 – Hipótesis sobre la resistencia del sistema de impermeabilización (Estaire et al., 2014).

Situación de cálculo		Resistencia del paquete de impermeabilización	
		Valor	Condiciones hidráulicas
Normal	Operatividad normal	Pico	Secas
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	Pico	Secas
	Rotura del paquete de impermeabilización	Pico (o valor intermedio)	Húmedas
Extraordinaria	Rotura generalizada	Residual	Húmedas
	Análisis sísmico	Residual	Secas

Se aprecia que la situación de cálculo denominada normal abarca tanto la situación persistente (condiciones y geometría constantes, definitivas) como la situación transitoria (condiciones y geometría variables, a lo largo de la construcción) indicadas en el Eurocódigo (UNE-EN 1990, 3.2(2)), lo que es lógico al tratarse de un vertedero, pues, entre otras razones, la finalidad de la obra es su propia explotación. Los autores indican que en esta situación pueden considerarse los movimientos pequeños, manteniendo la impermeabilización a un nivel de sollicitación que, en todo punto del sistema de impermeabilización, es suficientemente inferior al de la resistencia de pico. Por otra parte, las situaciones accidentales son de duración limitada, por lo que es lógico suponer, como consideran los autores, que un fallo temporal en el sistema de drenaje no provoca elevaciones importantes del nivel de lixiviados, ni movimientos apreciables del vertedero que puedan llegar a producir una rotura del paquete de impermeabilización. Por ello, es adecuado seguir considerando el valor de pico y condiciones secas. En este tipo de situaciones accidentales, es importante determinar la altura real del nivel de lixiviado en el interior de la masa de residuo, así como la posible existencia de niveles freáticos colgados. Esta determinación puede realizarse en piezómetros instalados para tal fin, mediante la utilización de ensayos de campo (CPTu) o aprovechando los pozos de biogás a forma de piezómetros. En todo caso, hay que tener precaución con la espuma y los condensados que se generan en el interior de las perforaciones en la masa de residuos, ya que pueden llevar a una sobreestimación de la altura del nivel freático.

En cuanto a la rotura del sistema de impermeabilización, es un fallo permanente oculto y debe estudiarse si se corresponde a un fallo localizado o general. En este último caso, se tendría una situación de cálculo extrema de rotura generalizada, por lo que se deberían utilizar los valores de la resistencia de postpico o residual para condiciones húmedas o hidratadas, que corresponde a la situación pésima. Por otra parte, la consideración de una rotura de este tipo como situación accidental parece implicar que dicha rotura está localizada y hay posibilidad de remedio o minoración de daños, por la limitación temporal de la incidencia. Así, parece adecuado establecer la resistencia del paquete en la condición hidratada de pico, sin reducción adicional, salvo consideración de circunstancias adversas.

Con lo anterior, los autores proponen los valores reductores de los parámetros resistentes recogidos en la Tabla 8.

Sin perjuicio de lo anterior, la Autorización Ambiental Integrada (AAI) de algunas instalaciones fija un valor mínimo del factor de seguridad para los análisis de estabilidad. En dichos casos, es recomendable la utilización del mayor valor entre el establecido en la AAI y las recomendaciones descritas con anterioridad.

Tabla 8 – Valores mínimos propuestos para el factor de seguridad (Estaire et al., 2014).

Riesgo	Situación de cálculo	Tipo de residuo		
		Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	Normal	1,30	1,40	1,50
	Accidental	1,20	1,30	1,40
	Extraordinaria	1,05	1,10	1,20
Medio	Normal	1,40	1,50	1,60
	Accidental	1,30	1,40	1,50
	Extraordinaria	1,10	1,20	1,25
Alto	Normal	1,50	1,60	1,80
	Accidental	1,40	1,50	1,70
	Extraordinaria	1,20	1,25	1,30

Nota: se han sombreado los grupos de valores coincidentes

6 – CONCLUSIONES

- Para el análisis de estabilidad de un vertedero es necesaria la consideración de las características resistentes de los residuos, del terreno de base, así como de las de las interfaces entre los geosintéticos que forman los sistemas de impermeabilización inferior y sellado superior.
- Dado que el comportamiento de los residuos se asemeja al de arenas y mezclas arenosas, habitualmente se estudia su comportamiento mecánico usando modelos diseñados para suelos, siendo el más habitual el de Mohr-Coulomb.
- La existencia de partículas fibrosas en el interior de los residuos hace que el material muestre una fuerte rigidización con la deformación y una deformabilidad antes de rotura muy alta. La componente cohesiva de la resistencia varía con la deformación, al entrar en carga de forma sucesiva las diferentes fibras presentes en el material.
- En muchas ocasiones, no es posible llegar a rotura durante los ensayos de caracterización y, si se llega, se necesitan deformaciones muy altas, incompatibles con las deformaciones admisibles por el resto de elementos del vertedero, por lo que habitualmente se utilizan parámetros resistentes movilizados a deformaciones en el entorno del 5 – 10%.
- La descomposición de los residuos hace que sus características resistentes varíen con el tiempo. Lo más habitual es que el ángulo de rozamiento aumente con el tiempo y la cohesión disminuya.
- El efecto de los tratamientos previos al vertido (TMB) en el comportamiento mecánico de los residuos depende de las características concretas de los tratamientos aplicados. Como normal general, el tratamiento disminuye el tamaño de las partículas, la cantidad de fibras y su longitud, la cantidad de materia orgánica y la heterogeneidad y aumenta el peso específico. La reducción de la cantidad y la longitud de las fibras reduce el comportamiento rigidizable que muestran los residuos sin tratar.
- Los ensayos de laboratorio más utilizados para la determinación de las características resistentes de los residuos son el ensayo de corte directo y el de compresión triaxial. En ambos casos, es aconsejable la modificación de los aparatos de ensayo para aumentar su recorrido.
- El comportamiento observado durante la fase de consolidación no es esperable en suelos, por lo que no es posible analizarlo con la teoría de la consolidación unidimensional. Por otro lado, en la mayoría de las ocasiones, no es posible llegar a la condición de rotura

durante el ensayo, por lo que la determinación de los parámetros resistentes debe realizarse en función del nivel de deformación.

- El ensayo de campo más adecuado para obtener el valor de los parámetros resistentes de los residuos es el ensayo de penetración estática con medida de la presión intersticial (CPTu).
- Los ensayos de campo son también de utilidad en la determinación de las zonas saturadas del vertedero. En este caso, los ensayos más utilizados son el CPTu y las prospecciones geoelectricas.
- Los parámetros resistentes de las interfaces entre materiales, tanto entre geosintéticos y suelo como entre geosintéticos, necesarios para el diseño de vertederos, deben ser obtenidos a partir de ensayos de laboratorio
- De los tipos de ensayos de interfaces entre geosintéticos, el de corte directo es el más utilizado por su versatilidad y relativa sencillez de ejecución e interpretación. No existe norma ISO para el ensayo de interfaces entre geosintéticos, pero sí ASTM (ASTM D5321- 21).
- La mayoría de los contactos entre geosintéticos presentan un comportamiento resistente con un valor máximo, resistencia de pico, para pequeños desplazamientos, y una posterior reducción con desplazamientos mayores hasta un valor aproximadamente constante, resistencia de postpico o residual.
- En las interfaces en las que está implicado un geocompuesto impermeabilizante (GCL), la humedad o saturación de las muestras reduce fuertemente la resistencia respecto a la obtenida con muestra seca. En otro tipo de contactos, el efecto de la humedad es prácticamente despreciable.
- La interfaz de menor resistencia de un sistema de impermeabilización o sellado es la interfaz crítica, representando sus parámetros resistentes al deslizamiento a la resistencia de todo el paquete. Dicha interfaz puede variar según el valor de la tensión normal y de las condiciones de cálculo que se barajen para el sellado: pico, postpico, secas o hidratadas.
- El análisis de la estabilidad de un vertedero puede realizarse mediante la metodología utilizada en taludes en suelos. La variación de la resistencia al corte que experimentan los sistemas de impermeabilización y sellado, dependiendo del desplazamiento y de la humedad, obliga a discriminar situaciones de cálculo y establecer distintos valores del factor de seguridad para cada una de ellas.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, A. E. S.; Vilar, O. M. (2017). *Influence of composition and degradation on the shear strength of municipal solid waste*. Waste Management, 68, 263-274. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.05.038>
- Athanasopoulos, G. A. (2008). *Laboratory Testing of Municipal Solid Waste*. En Geotechnical Characterization, Field Measurement, and Laboratory Testing of Municipal Solid Waste, pp. 195-205. [https://doi.org/10.1061/41146\(395\)7](https://doi.org/10.1061/41146(395)7)
- Bareither, C. A. ; Benson, C. H. ; Edil, T. B. (2012). *Effects of Waste Composition and Decomposition on the Shear Strength of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138 (10), pp. 1161-1174. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000702](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000702)
- Bareither, C. A.; Benson, C. H.; Rohlfs, E. M.; Scalia, J. (2020). *Hydraulic and mechanical behavior of municipal solid waste and high-moisture waste mixtures*. Waste Management, 105, pp. 540-549. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.02.030>

- Bergado, D. T.; Ramana, G. V.; Sia, H. I.; Varun. (2006). *Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand*. Geotextiles and Geomembranes, 24 (6), pp. 371-393. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.04.001>
- Bhandari, A. R.; Powrie, W. (2013). *Behavior of an MBT waste in monotonic triaxial shear tests*. Waste Management, 33 (4), pp. 881-891. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2012.11.009>
- Bray, J. D.; Zekkos, D.; Kavazanjian, E.; Athanasopoulos, G. A.; Riemer, M. F. (2009). *Shear Strength of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (6), pp. 709-722. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000063](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000063)
- Caicedo, B.; Giraldo, E.; Yamin, L.; Soler, N. (2002). *The landslide of Dona Juana Landfill in Bogota. A case study*. Fourth international congress on environmental geotechnics (4th ICEG), Rio de Janeiro, Brasil.
- Cañizal, J.; Lapeña, P.; Castro, J., da Costa, A.; Sagasetta, C. (2011). *Determination of shear strength of MSW. Field tests vs. Laboratory tests*. Fourth International Workshop «Hydro-Physico-Mechanics of Landfills» (HPM4), Santander, Spain.
- Chang, M.-H.; Mitchell, J.; Seed, R. (1999). *Model Studies of the 1988 Kettleman Hills Landfill Slope Failure*. Geotechnical Testing Journal, 22 (1), pp. 61-66. <https://doi.org/10.1520/GTJ11316J>
- Chugh, A. K.; Stark, T. D.; DeJong, K. A. (2007). *Reanalysis of a municipal landfill slope failure near Cincinnati, Ohio, USA*. Canadian Geotechnical Journal, 44 (1), pp. 33-53. <https://doi.org/10.1139/t06-089>
- Consejo Europeo. (2018). Directiva 1999/31/EC del Consejo de 26 de abril de 1999 relativa al vertido de residuos.
- Cox, J. T. (2013). *Effects of Waste Placement Practices on the Engineering Response of Municipal Solid Waste*. Tesis de Máster, California Polytechnic State University. <https://doi.org/10.15368/theses.2013.217>
- Di Lonardo, M. C.; Lombardi, F.; Gavasci, R. (2012). *Characterization of MBT plants input and outputs: A review*. Reviews in Environmental Science and Bio/Technology, 11 (4), pp. 353-363. <https://doi.org/10.1007/s11157-012-9299-2>
- Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental. (2024). *Recomendaciones para el establecimiento de criterios de ubicación, diseño y programas de vigilancia en vertederos (v I. I)*. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.
- Dixon, N.; Jones, D. R. V. (2005). *Engineering properties of municipal solid waste*. Geotextiles and Geomembranes, 23 (3), pp. 205-233. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.11.002>
- Dixon, N.; Whittle, R. W.; Jones, D. R. V.; Ng'ambi, S. (2006). *Pressuremeter tests in municipal solid waste: Measurement of shear stiffness*. Géotechnique, 56 (3), pp. 211-222. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.3.211>
- Eid, H. T.; Stark, T. D.; Douglas, E. W.; Sherry, P. E. (2000). *Municipal Solid Waste Slope Failure. I: Waste and Foundation Soil Properties*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (5), pp. 397-407. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:5\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(397))
- Espinace, R.; Farfán, J. (2016). *Desafíos en la estabilidad de nuevos rellenos sanitarios*. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Valdivia, Chile.

- Estaire, J.; Pardo de Santayana, F.; Olivenza, G. (2014). *Cálculo de la estabilidad de un vertedero impermeabilizado con geosintéticos*. Geotecnia, 131, pp. 5-27. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2014.131.02>
- Feng, S.-J.; Gao, K.-W.; Chen, Y.-X.; Li, Y.; Zhang, L. M.; Chen, H. X. (2017). *Geotechnical properties of municipal solid waste at Laogang Landfill, China*. Special Thematic Issue: Sanitary Landfilling, 63, pp. 354-365. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2016.09.016>
- Giroud, J. P.; Darrasse, J.; Bachus, R. C. (1993). *Hyperbolic expression for soil-geosynthetic or geosynthetic-geosynthetic interface shear strength*. Geotextiles and Geomembranes, 12 (3), pp. 275-286. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(93\)90030-R](https://doi.org/10.1016/0266-1144(93)90030-R)
- Gomes, C.; Lopes, M. L.; Oliveira, P. J. V. (2013). *Municipal solid waste shear strength parameters defined through laboratorial and in situ tests*. Journal of the Air y Waste Management Association, 63 (11), pp. 1352-1368. <https://doi.org/10.1080/10962247.2013.813876>
- Gotteland, P.; Gourc, J. P.; Aboura, A.; Thomas, S. (2000). *On Site Determination Of Geomechanical Characteristics of Waste*. ISRM-IS-2000-150.
- Grisolia, M.; Napoleoni, Q. (1996). *Geotechnical characterization of municipal solid waste: Choice of design parameters*. Proceedings of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics, II, pp. 641-646.
- Güler, E.; Avci, C. B. (1995). *Evaluation of the incident at the Ümraniye landfill, Istanbul. And proposed remedial investigations*. Waste Disposal by Landfill, pp. 637-642.
- Hebeler, G. L.; Frost, J. D.; Myers, A. T. (2005). *Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems*. Geotextiles and Geomembranes, 23 (1), pp. 77-105. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.06.002>
- Houston, W. N.; Houston, S.; Liu, J. W.; Elsayed, A.; Sanders, C. O. (1995). *In-situ testing methods for dynamic properties of MSW landfills*. Geotechnical Special Publication, pp. 73-82. <https://asu.pure.elsevier.com/en/publications/in-situ-testing-methods-for-dynamic-properties-of-msw-landfills>
- Huvaj-Sarihan, N.; Stark, T. D. (2008). *Back-Analyses of Landfill Slope Failures*. Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, Virginia, U.S.A.
- Jafari, N. H. ; Stark, T. D. ; Merry, S. (2013). *The July 10 2000 Payatas Landfill Slope Failure*. International Journal of Geoenvironment Case Histories, 2 (3), pp. 208-228. <https://doi.org/10.4417/IJGCH-02-03-03>
- JICA Survey Team (2018): *The final report on the investigation of the damage caused by the collapse of a garbage mound at the disposal site in Maputo municipality*. Global Environment Department, Japan International Cooperation Agency, Tokyo.
- Jones, D. R. V.; Dixon, N. (1998). *Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 16 (1), pp. 45-71. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(97\)10022-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(97)10022-X)
- Kamon, M.; Mariappan, S.; Katsumi, T.; Inui, T.; Akai, T. (2009). *Large-Scale Shear Tests on Interface Shear Performance of Landfill Liner Systems*. En G. Li, Y. Chen, y X. Tang (Eds.), Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering, Springer Berlin Heidelberg, pp. 473-478.

- Karimpour-Fard, M.; Machado, S. L.; Shariatmadari, N.; Noorzad, A. (2011). *A laboratory study on the MSW mechanical behavior in triaxial apparatus*. Waste Management, 31 (8), pp. 1807-1819. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2011.03.011>
- Kavazanjian, E. (2003). *Evaluation of MSW properties using field measurements*. GRI-17: Hot Topics in Geosynthetics, IV, pp. 74-113.
- Kavazanjian, E.; Hendron, D.; Corcoran, G. T. (2001). *Strength and Stability of Bioreactor Landfills*. Proceedings of the 6th Annual Landfill Symposium, Solid Waste Association of North America, pp. 63-72.
- Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Bonaparte, R.; Schmertmann, G. R. (1995). *Evaluation of MSW properties for seismic analysis*. Geotechnical Special Publication, pp. 1126-1141. <http://www.scopus.com/inward/record.url?scp=0029184786ypartnerID=8YFLogxK>
- Koerner, R. M.; Martin, J. P.; Koerner, G. R. (1986). *Shear strength parameters between geomembranes and cohesive soils*. Geotextiles and Geomembranes, 4 (1), pp. 21-30. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(86\)90034-8](https://doi.org/10.1016/0266-1144(86)90034-8)
- Kölsch, F. (1995). *Material values for some mechanical properties of domestic waste*. Proceedings of the Fifth International Landfill Symposium, II, pp. 711-726.
- Lakshmikanthan, P.; Sughosh, P.; Sivakumar Babu, G. L. (2018). *Studies on Characterization of Mechanically Biologically Treated Waste from Bangalore City*. Indian Geotechnical Journal, 48 (2), pp. 293-304. <https://doi.org/10.1007/s40098-018-0296-4>
- Landva, A.; Clark, J. (1990). *Geotechnics of Waste Fill*. En A. Landva y G. Knowles (Eds.), *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*, pp. 86-103. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP25301S>
- Lapeña, P.; Cañizal, J.; Castro, J.; da Costa, A.; Sagasetta, C. (2013). *Mechanical characterization of MSW using the pressuremeter*. 6th International symposium on pressuremeters (ISP6-PRESSIO), Paris, France.
- Lapeña, P.; Cañizal, J.; Martínez-Parra, Á.; Devicenci, M. (2014). *Mechanical characterization of MSW using CPTu tests*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT14), Las Vegas, USA.
- Lapeña-Mañero, P.; Cañizal, J.; Palma, J. H.; Sagasetta, C. (2022). *Análisis del deslizamiento del talud del vertedero de residuos sólidos urbanos de Santa Marta (Chile)*. X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, pp. 683-694.
- Lapeña-Mañero, P.; García-Casuso, C.; Cañizal, J.; Sagasetta, C. (2022). *Shear strength characterization of fresh MBT and MSWI wastes from a Spanish treatment facility*. Waste Management, 154, pp. 15-26. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2022.08.026>
- Lavigne, F.; Wassmer, P.; Gomez, C.; Davies, T. A.; Sri Hadmoko, D.; Iskandarsyah, T. Y. W. M.; Gaillard, J.; Fort, M.; Texier, P.; Boun Heng, M.; Pratomo, I. (2014). *The 21 February 2005, catastrophic waste avalanche at Leuwigajah dumpsite, Bandung, Indonesia*. Geoenvironmental Disasters, 1 (1), 10. <https://doi.org/10.1186/s40677-014-0010-5>
- Machado, S. L.; Carvalho, M. F.; Vilar, O. M. (2002). *Constitutive Model for Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (11), pp. 940-951. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:11\(940\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:11(940))
- Martínez Bacas, B. (2009). *Comportamiento resistente al deslizamiento de geosintéticos*. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria. <http://hdl.handle.net/10902/1219>

- Martínez Bacas, B.; Cañizal, J.; Konietzky, H. (2015a). *Frictional behaviour of three critical geosynthetic interfaces*. Geosynthetics International, 22 (5), pp. 355-365. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00017>
- Martínez Bacas, B.; Cañizal, J.; Konietzky, H. (2015b). *Shear strength behavior of geotextile/geomembrane interfaces*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 7 (6), pp. 638-645. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.08.001>
- Martínez Bacas, B.; Konietzky, H.; Berini, J. C.; Sagaseta, C. (2011). *A new constitutive model for textured geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 29 (2), pp. 137-148. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.10.014>
- Matasovic, N.; El-Sherbiny, R.; Kavazanjian, E. (2008). *In-Situ Measurements of MSW Properties*. Proceedings of the 2008 International Symposium on Waste Mechanics, pp. 195-205.
- Matasovic, N.; Kavazanjian, E.; De, A.; Dunn, J. (2006). *CPT-based seismic stability assessment of a hazardous waste site*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26 (2), Article 2. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.014>
- Mazzucato, N.; Simonini, P.; Colombo, P. (1999). *Analysis of block slide in a MSW landfill*. Proceedings of the 7th International Waste Management and Landfill symposium.
- McCartney, J. S.; Zornberg, J. G.; Swan, R. H. (2009). *Analysis of a Large Database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (2), pp. 209-223. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2009\)135:2\(209\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:2(209))
- Merry, S. M.; Kavazanjian, E.; Fritz, W. U. (2005). *Reconnaissance of the July 10, 2000, Payatas Landfill Failure*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 19 (2), pp. 100-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2005\)19:2\(100\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(100))
- Ministerio de Medio Ambiente. (2002). Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (2020). Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Mitchell, J. K.; Chang, M.; Seed, R. B. (1993). *The Kettleman Hills Landfill Failure: A Retrospective View of the Failure Investigations and Lessons Learned*. Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri (U.S.A.).
- Mitchell, J. K.; Seed, R. B.; Seed, H. B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. I: Liner-System Properties*. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (4), pp. 647-668. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:4\(647\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(647))
- Ofrikhter, V.; Ofrikhter, I.; Bezdgodov, M. (2018). *Results of field testing of municipal solid waste by combination of CPTU and MASW*. Data in Brief, 19, pp. 883-889. <https://doi.org/10.1016/j.dib.2018.05.109>
- Palma, J. (1995). Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria.
- Pardo de Santayana, F., y Veiga Pinto, A. A. (1998). *The Beirolas Landfill Eastern Expansion landslide*. Third International Congress on Environmental Geotechnics, pp. 7-11.
- Peng, R.; Hou, Y.; Zhan, L.; Yao, Y. (2016). *Back-Analyses of Landfill Instability Induced by High Water Level: Case Study of Shenzhen Landfill*. International Journal of Environmental Research and Public Health, 13 (1). <https://doi.org/10.3390/ijerph13010126>

- Pulat, H. F.; Yukselen-Aksoy, Y. (2020). *Compressibility and shear strength behaviour of fresh and aged municipal solid wastes*. Environmental Geotechnics, pp. 1-9. <https://doi.org/10.1680/jenge.18.00019>
- Ramaiah, B. J.; Ramana, G. V.; Datta, M. (2017). *Mechanical characterization of municipal solid waste from two waste dumps at Delhi, India*. Waste Management, 68, pp. 275-291. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.05.055>
- Ramaiah, J.; Gunturi, R. (2014). *CPTu at a municipal solid waste site in Delhi, India*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, USA. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4718.6966>
- Reddy, K. R.; Hettiarachchi, H.; Parakalla, N. S.; Gangathulasi, J.; Bogner, J. E. (2009). *Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA*. Waste Management, 29 (2), pp. 952-959. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.05.011>
- Richardson, G. ; Reynolds, D. (1991). *Geosynthetic Considerations in a Landfill on Compressible Clays*. Proceedings of Geosynthetics '91, Vol. 2.
- Robertson, P. K. (2010). *Soil behaviour type from the CPT: an update*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:15373054>
- Sánchez-Alciturri, J. M.; Palma, J.; Sagasetta, C.; Cañizal, J. (1993). *Mechanical properties of wastes in a sanitary landfill*. Waste Disposal by Landfill, pp. 357-364.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design* (FHWA-TS-78-209). Federal Highway Administration.
- Seed, R. B.; Mitchell, J. K.; Seed, H. B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. II: Stability Analyses*. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (4), pp. 669-690. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:4\(669\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(669))
- Seo, M. W.; Park, J. B.; Park, I. J. (2007). *Evaluation of Interface Shear Strength between Geosynthetics Under Wet Condition*. Soils and Foundations, 47 (5), pp. 845-856. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.845>
- Siddiqui, A. A.; Powrie, W.; Richards, D. J. (2013). *Settlement Characteristics of Mechanically Biologically Treated Wastes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (10), pp. 1676-1689. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000918](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000918)
- Sivakumar Babu, G. L.; Lakshmikanthan, P.; Santhosh, L. G. (2015). *Shear strength characteristics of mechanically biologically treated municipal solid waste (MBT-MSW) from Bangalore*. Waste Management, 39, pp. 63-70. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2015.02.013>
- Stark, T. D.; Eid, H. T.; Evans, W. D.; Sherry, P. E. (2000). *Municipal Solid Waste Slope Failure II: Stability Analyses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (5), pp. 408-419. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:5\(408\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(408))
- Stark, T. D.; Huvaj-Sarihan, N.; Li, G. (2008). *Shear strength of municipal solid waste for stability analyses*. Environmental Geology, 57 (8), pp. 1911-1923. <https://doi.org/10.1007/s00254-008-1480-0>
- Stark, T. D.; Poepfel, A. R. P. A. (1994). *Landfill Liner Interface Strengths from Torsional-Ring-Shear Tests*. Journal of Geotechnical Engineering, 120 (3), pp. 597-615. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:3\(597\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(597))

- Subdirección General de Calidad Ambiental. (2003). *Desarrollo técnico del R.D. 1481/2001 relativo a las instalaciones de vertido de residuos*. Documento de trabajo (Rv. 07). Ministerio de Medio Ambiente.
- Xu, Q.; Peng, D.; Li, W.; Dong, X.; Hu, W.; Tang, M.; Liu, F. (2017). *The catastrophic landfill flowslide at Hongao dumpsite on December 20 2015 in Shenzhen, China*. Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions, 17, pp. 277-290. <https://doi.org/10.5194/nhess-17-277-2017>
- Zekkos, D.; Bray, J. D.; Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Rathje, E. M.; Riemer, M. F.; Stokoe, K. H. (2006). *Unit Weight of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (10), pp. 1250-1261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:10\(1250\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:10(1250))
- Zekkos, D.; Bray, J. D.; Riemer, M. F.; Kavazanjian, E.; Athanasopoulos, G. A. (2007). *Response of municipal solid-waste from Tri-Cities landfill in triaxial compression*. Proceedings of the eleventh International Waste Management and Landfill Symposium.
- Zhan, T. L. T.; Chen, Y. M.; Ling, W. A. (2008). *Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China*. Engineering Geology, 97 (3-4), Article 3-4. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.11.006>
- Zhao, Y. R.; Xie, Q.; Wang, G. L.; Zhang, Y. J.; Zhang, Y. X.; Su, W. (2014). *A study of shear strength properties of municipal solid waste in Chongqing landfill, China*. Environmental Science and Pollution Research, 21 (22), pp. 12605-12615. <https://doi.org/10.1007/s11356-014-3183-2>